STAVEBNÍ OBZOR

ROČNÍK 20 ČÍSLO 1/2012

Navigace v dokumentu

OBSAH

Boštík, J. – Miča, L. – Vořechovský, M.
Posouzení únosnosti plošného základu – část 1 **1**
Návrh pomocí metody dílčích součinitelů

Štěpánek, P. – Vítek, L. – Šťastník, S. – Zlámal, M. – Školař, J.
Dlouhodobé sledování kvality betonů při extrémním zatížení **4**

Terzijski, I. – Klusáček, L. – Bažant, Z. – Strnad, J. – Ducháč, P. – Kratochvíl, M. – Volf, M. – Požár, M.
Stanovení deformačních charakteristik zdiva **9**

Toman, J. – Korecký, T. – Černý, R. – Frank, M.
Porovnání tepelně technických vlastností obkladových protipožárních desek **15**

Kucharczyková, B. – Daněk, P. – Barák, L. – Pospíchal, O. – Kocáb, D.
Vliv obsahu pórovitého kameniva na pevnostní a přetvárné charakteristiky betonu **18**

Vala, J. – Šťastník, S. – Kopkáně, D. – Nováček, J.
Nestacionární přímé měření tepelně-technických charakteristik stavebních materiálů **22**

Wasserbauer, R. – Ryparová, P.
Bioremediace stavebních materiálů a konstrukcí **26**

Dvořák, L. – Říha, J. – Zachoval, P.
Modelování proudění v předpolí bočního hrázového přelivu **29**

Posouzení únosnosti plošného základu – část 1 Návrh pomocí metody dílčích součinitelů

Ing. Jiří BOŠTÍK, Ph.D.
Ing. Lumír MIČA, Ph.D.
doc. Ing. Miroslav VOŘECHOVSKÝ, Ph.D.
VUT Brno – Fakulta stavební

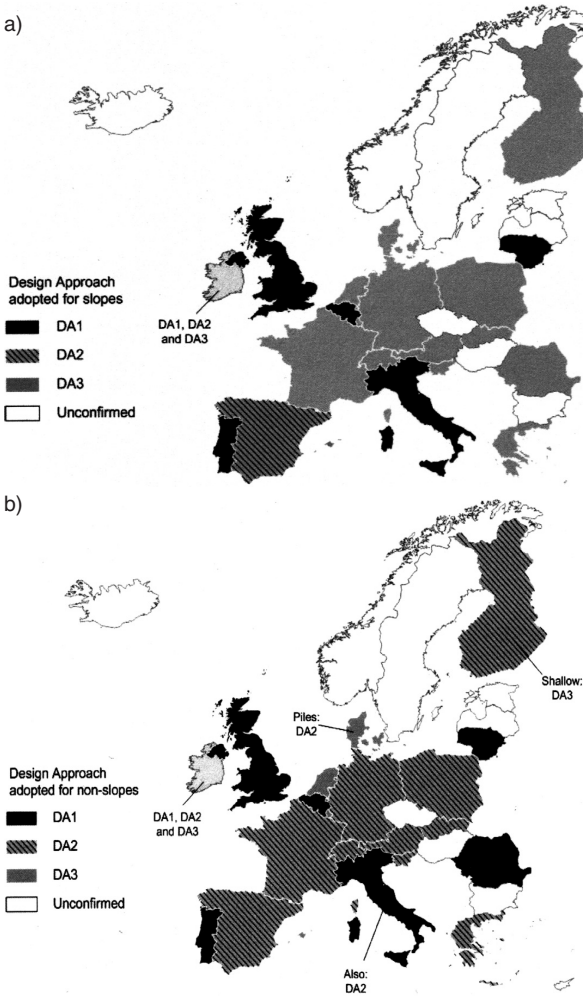
Článek je první částí dvoudílného příspěvku věnovaného porovnání úrovně spolehlivosti plošného základu navrženého pomocí EC 7 a starší národní geotechnické normy ČSN 73 1001. Na jednoduché aplikaci je proveden návrh plošného základu podle výše uvedených norem s použitím metody dílčích součinitelů (část 1). V navazující části bude pozornost zaměřena na využití plně pravděpodobnostního výpočtu (část 2). Cílem příspěvku je demonstrovat postup pro zvolený návrhový přístup, a to jak se liší úroveň spolehlivosti navrženého základu a jak lze případný rozdíl kvantifikovat pomocí plně pravděpodobnostního výpočtu. Porovnání je provedeno pouze pro jeden zvolený návrhový přístup (DA3) a je určována šířka základu pro různý poměr svislé a vodorovné síly. Hodnocení vhodnosti aplikace různých návrhových přístupů dle EC 7 pro řešení únosnosti plošných základů není věnována pozornost.

Úvod

Za významný vývoj v oblasti mezinárodních předpisů pro navrhování konstrukcí v Evropě lze považovat přechod k jednotným metodickým postupům stanoveným v harmonizovaných normativních předpisech označovaných jako eurokódy. Tyto nové evropské předpisy se opírají o koncepci *mezních* stavů, přednostně ve spojení s metodou dílčích součinitelů [4]. V České i Slovenské republice byl tento přístup používán v technické praxi již před zavedením EC 7, např. návrh plošných základů či stanovení zemních tlaků. Geotechnických konstrukcí se týká EN 1997 Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí (EC 7) [9], rozdělený na část 1 (Obecná pravidla) a část 2 (Průzkum a zkoušení základové půdy). Obecnou prezentaci lze nalézt např. v [3].

V kontextu obecného přístupu v metodě mezních stavů se tedy široce uplatňuje metoda dílčích součinitelů spolehlivosti. Tuto metodu lze označit jako pravděpodobnostní, ale s poznámkou, že je nutné mít na zřeteli, že nejde o plně pravděpodobnostní metodu, neboť systém dílčích součinitelů spolehlivosti, který má zajistit přibližně požadovanou úroveň spolehlivosti konstrukce, je deterministický. Takový systém součinitelů je velkým přínosem v případě, že nejsou k dispozici přesná data o proměnlivosti vstupních parametrů. Pokud má ovšem inženýr k dispozici např. velké statistické soubory charakterizující nahodilost parametrů materiálu nebo zatížení, lze doporučit plně pravděpodobnostní výpočet, který je schopen detailní informace zužitkovat (viz část 2).

Nosným tématem, které chtějí autoři článku přiblížit odborné veřejnosti, je plně pravděpodobnostní výpočet plošného základu a jeho porovnání s metodou dílčích součinitelů. Z tohoto důvodu je problematika rozdělena do dvou částí – první se věnuje návrhu plošného základu dle metody dílčích



Obr. 1. Doporučený návrhový přístup dle EC 7 v jednotlivých státech EU [1]
a – stabilita svahů, *b* – ostatní aplikace

součinitelů spolu s porovnáním návrhu podle nově platného předpisu EC 7, přístup DA3 a dříve v geotechnické praxi používaného postupu dle ČSN 73 1001 [10]. Plně pravděpodobnostní výpočet je poté analyzován a porovnán s metodou dle dílčích součinitelů ve druhé části článku, publikované následně.

Návrh plošného základu metodou dílčích součinitelů

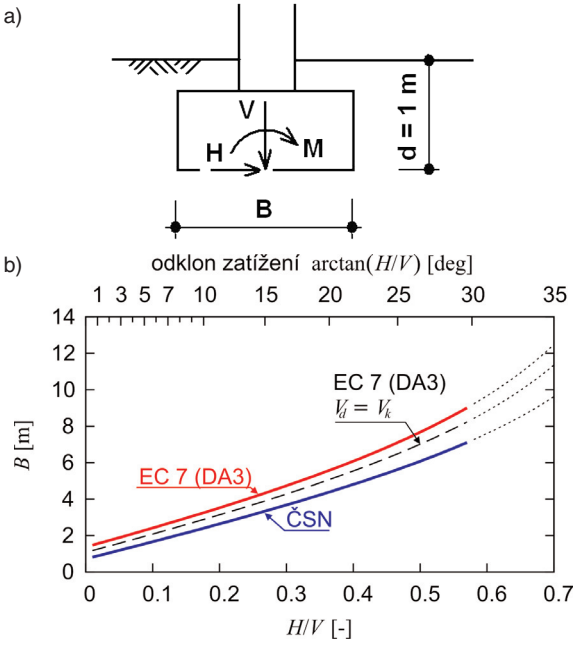
Návrh podle EC 7 na rozdíl od ČSN 73 1001 definuje tři návrhové přístupy, které se liší způsobem rozdělení dílčích součinitelů pro zatížení, vlastnosti a odpor [3].

V současné době probíhají nebo již byly ukončeny porovnávací studie v jednotlivých členských státech EU s cílem doporučit návrhový přístup pro řešení geotechnické úlohy

s udržením úrovně bezpečnosti podle původního způsobu navrhování. V roce 2007 byl prezentován přehled doporučení návrhových přístupů napříč Evropou [6]; velmi přehledně to bylo prezentováno na mapě Evropy pro stabilitu svahů (*obr. 1a*) a ostatní úlohy (*obr. 1b*). Jak je zřejmé z *obr. 1b*, pro plošné základy převládá přístup DA2, následuje DA1 a nejméně je doporučen přístup DA3. V případě České republiky nebyl doposud doporučen konkrétní přístup, i když některé dílčí studie již byly provedeny [5], [7]. Doporučení konkrétního návrhového přístupu podle EC 7 není předmětem tohoto článku. Pro analýzu únosnosti plošného základu byl návrhový přístup zvolen způsobem uvedeným dále.

V podkladu [5] je proveden výpočet svislé únosnosti plošného základu podle EC7 pro jednotlivé návrhové přístupy na příkladu patky (vypočtená svislá únosnost základu R_d: DA1, komb. 1 → 781 kPa; DA1, komb. 2 → 445 kPa; DA2 → 564 kPa a DA3 → 342 kPa). Příklad plošného základu autoři článku vypočetli podle postupu uvedeného v ČSN 73 1001 za předpokladu, že extrémní výpočtové zatížení (V_d, H_d, M_d) bylo stanoveno vynásobením zatížení uvedeného v [5] dílčím součinitelem rovným 1,2. Pro tyto podmínky byla vypočtena svislá únosnost R_d = 291 kPa. Porovnáním únosnosti podle EC7 a ČSN vidíme, že nejblíže únosnosti podle ČSN je přístup DA3. Proto dále v článku je již analyzován a porovnáván návrh základu pro tento přístup.

Návrh plošného základu dle EC7 (DA3) a ČSN 73 1001 bude ukázán na modelovém příkladu, který byl převzat ze studie [8]. V řešené modelové úloze byl uvažován základový pás s úrovní základové spáry v hloubce d = 1 m pod úrovní upraveného terénu. Výslednice zatížení působící v základové spáře je definována třemi složkami, a to vertikální silou V, vodorovnou silou H působící ve směru šířky základového pásu B a ohybovým momentem M rovněž působícím ve směru šířky (*obr. 2a*).



Obr. 2. Porovnání návrhu šířky základu B dle EC 7 a ČSN 73 1001
a – schéma základového pásu, *b* – šířka základu navržené podle EC 7 (DA3) a podle ČSN 73 1001

Charakteristická hodnota svislé složky síly je zadána 400 kNm^{-1} a zjednodušeně se předpokládá její konstantní velikost. Vodorovná síla je uvažována jako proměnná s tím, že její maximální poměr ke svislé složce zatížení je omezen na 0,577. Tato mezní hodnota odpovídá odklonu výslednice zatížení od normály k základové spáře 30°. Velikost ohybového momentu je pak zaváděna jako čtyřnásobek hodnoty vodorovné síly, tedy

$$M_k = 4 \cdot H_k \quad \text{a} \quad M_d = 4 \cdot H_d \,, \tag{1}$$

kde M_k (M_d) je charakteristická (návrhová) hodnota ohybového momentu a H_k (H_d) je charakteristická (návrhová) hodnota vodorovné síly. Návrhová hodnota účinku zatížení E_d reprezentuje kontaktní napětí v základové spáře a počítá se jako výpočtová hodnota svislé síly V_d rovnoměrně rozdělená na efektivní plochu základu, zde determinovanou efektivní šířkou základu b_{ef}

$$E_\mathrm{d} = \frac{V_\mathrm{d}}{b_\mathrm{ef}} = \frac{V_\mathrm{d}}{(B-2e)}, \tag{2}$$

kde B je šířka základu, e je excentricita výslednice zatížení v základové spáře. Přitom návrhová hodnota svislé síly je do výpočtu podle EC 7 zaváděna jako 1,35 násobek (nebo γ_F = =1,00) její charakteristické hodnoty, jinak řečeno dílčí součinitel spolehlivosti zatížení γ_G = 1,35 (pozn. dílčí součinitel γ_F = 1,00 by neměl být zahrnut při použití pravděpodobnostní analýzy [2]). ČSN uvažuje hodnotu dílčího součinitele spolehlivosti γ_F = 1,2.

V podloží základu se nachází písek o parametrech – úhel vnitřního tření ϕ_k = 32,5° (charakteristická hodnota), koheze c_k = 0 kPa a objemová tíha γ = 19 kN·m^{-3} [8]. Návrhová hodnota úhlu vnitřního tření je spočtena jako

$$\phi_d = \arctan\left[\frac{\tan(\phi_k)}{1{,}25}\right]. \tag{3}$$

Proti EC 7 není v ČSN 73 1001 výpočtová hodnota úhlu vnitřního tření vypočtena z jeho tangenty, ale přímo z hodnoty úhlu. Další rozdíl spočívá v tom, že výpočtová hodnota podle ČSN 73 1001 a EC 7 je stanovena pro jinak definovanou hodnotu charakteristickou hodnotu. Dle ČSN je charakteristickou střední hodnota (ϕ_k = 36,35°) a podle EC 7 jde o 5% kvantil (ϕ_k = 32,5°). Z tohoto důvodu je výpočtová hodnota úhlu podle ČSN 73 1001 ϕ_d = 32,35°, zatímco podle EC 7 uvažujeme ϕ_d = 27°.

Návrhová hodnota odporu základové půdy je počítána ze vztahu, který je definován v ČSN 73 1001 (vztah je rovněž znám jako rovnice Brinche-Hansena)

$$R_d = c_d N_c s_c d_c i_c + \gamma_1 d N_d s_d d_d i_d + \gamma_2 \, b_{ef}/2 \, N_b s_b d_b i_b \,. \tag{4}$$

Vzhledem k tomu, že vztah pro R_d uvedený v ČSN 73 1001 se poněkud liší od vztahu uváděného v příloze D normy EC 7, budou v následujícím textu uvedeny vztahy, se kterými bylo uvažováno ve výpočtu. Symbol c_d v rovnici (4) značí návrhovou hodnotu soudržnosti, γ_1 a γ_2 značí objemovou tíhu zeminy nad úrovní a pod úrovní základové spáry (v našem případě γ_1 = γ_2 = 19 kNm^{-3}) a b_{ef} je efektivní šířka základu. Vzhledem k nulové soudržnosti je první sčítanec v rovnici (4) nulový. Součinitele únosnosti (N_d, N_b), součinitele tvaru základu (s_d, s_b), součinitele hloubky založení (d_d, d_b) a součinitele šikmosti zatížení (i_d, i_b) jsou v nenulových sčítancích spočteny ze vztahů

$$N_d = \tan^2(45° + \phi_d/2) \cdot \exp(\pi \cdot \tan\phi_d), \; N_b = 1{,}5(N_d - 1) \cdot \tan\phi_d \,, \tag{5a}$$

$$s_d = s_b = 1, \tag{5b}$$

$$d_d = 1 + 0{,}1\sqrt{(d/b_{ef})}\sin(2\phi_d), \quad d_b = 1, \tag{5c}$$

$$i_d = i_b = (1 - H_d/V_d)^2 . \tag{5d}$$

Pro výše uvedené předpoklady a vymezující podmínky byl pro širokou škálu hodnot vodorovné síly H proveden návrh základového pásu – tedy návrh jeho šířky B. Uvažován byl nejvýše hospodárný návrh, tj. takový, ve kterém je právě splněna podmínka rovnosti návrhové hodnoty účinku zatížení a odporu základové půdy

$$E_d = R_d . \tag{6}$$

Výsledky těchto návrhů jsou shrnuty na *obr. 2b*, kde prezentovaná závislost navržené šířky základu B je funkcí pouze poměru vodorovné a svislé složky síly.

Pro potřeby dalších analýz verifikace návrhu šířky B pomocí plně pravděpodobnostního přístupu byly návrhy podle EC 7 (DA3) a podle ČSN aproximovány numericky polynomem 4. řádu. Konkrétně, navržená šířka závislá pouze na poměru vodorovné a svislé složky výpočtové síly je aproximována metodou nejmenších čtverců jako

$$B \approx \sum_{i=0}^{4} a_i \left(H_d/V_d\right)^i , \tag{7}$$

kde vektory regresních součinitelů $\boldsymbol{a}$ pro návrhy podle EC 7 a podle ČSN byly vypočteny jako

$$\begin{aligned} \mathbf{a}_{\mathrm{EC}} &= \{1{,}4126;\ 8{,}8832;\ 12{,}9157;\ -28{,}8695;\ 34{,}9449\} , \\ \mathbf{a}_{\mathrm{CSN}} &= \{0{,}7474;\ 8{,}4467;\ 7{,}8982;\ -17{,}7385;\ 21{,}4826\} . \end{aligned} \tag{8}$$

Numerická přesnost uvedených lineárních regresí byla ověřena koeficientem determinace, který v obou případech přesahoval hodnotu 0,99999 (pouze pro rozpětí poměru sil $H/V \in (0;\ 0{,}7)$). Korektnost vypočtených hodnot aproximace byla rovněž ověřována porovnáním s výpočtem v programu GEO 5.

Za povšimnutí stojí, že hodnota absolutního členu v polynomu (7) je v případě návrhu podle EC 7 přibližně dvakrát větší než v návrhu podle ČSN (porovnej 1,413 s hodnotou 0,747). To znamená, že pro velmi malé sklony výslednice zatížení je základ navržený podle EC 7 přibližně dvakrát širší než základ navržený podle ČSN (*obr. 2b*).

Závěry

V první části článku byl porovnán návrh plošného základu (šířka základového pásu) podle metody dílčích součinitelů spolehlivosti na základě Eurokódu 7 a ČSN 73 1001. Porovnání je provedeno po jednoduché dílčí analýze pouze pro návrhový přístup DA3, který byl vybrán tak, jak je naznačeno v textu výše. Je nutné poznamenat, že do budoucnosti je třeba tento předpoklad podrobněji analyzovat a jednoznačně jej potvrdit, popř. doporučit úpravu dílčích součinitelů do národní přílohy.

Ze studie vyplynulo, že vypočtené pravděpodobnosti poruchy základu navrženého pomocí EC 7 (DA3) nebo ČSN, které budou prezentovány ve druhé části článku, reprezentují horní mez pravděpodobnosti poruchy, neboť navržená šířka základu B podle normy nemůže být menší. Analýzy byly prováděny s nejhospodárnějším návrhem.

Návrhové přístupy DA1 a DA2 nebyly analyzovány, protože cílem článku nebylo doporučit návrhový přístup dle EC7 pro navrhování plošných základů, ale zejména poukázat na možnost přístupu při srovnávání EC7 a ČSN, a tím najít porovnatelný přístup s donedávna používaným postupem dle ČSN 73 1001, popř. upravit dílčí součinitele spolehlivosti v národní příloze pro plošné základy.

Závěrem poznamenejme, že předložená studie neuvažuje kombinaci různých druhů zatížení (stálé, užitné apod.), neboť cílem bylo zřetelně ilustrovat rozdíly mezi metodou dílčích součinitelů a plně pravděpodobnostním výpočtem pro geotechnickou aplikaci. V tomto textu je tedy proveden první krok, a to nejhospodárnější návrh šířky základu podle obou norem. V navazující části je přistoupeno k verifikaci úrovně spolehlivosti těchto návrhů pomocí plně pravděpodobnostního přístupu s uvážením dvou různých alternativ vstupních sdružených hustot náhodného vektoru.

Článek vznikl za podpory projektu specifického výzkumu FAST-S-11-39 MŠMT ČR a v rámci projektu KJB201720902 GA AV ČR.

Literatura

[1] Bond, A. – Harris, A.: Decoding Eurocode 7. London, Taylor & Francis 2008.

[2] Frank, R. et al.: Designer´s Guide to EN 1997-1. London, Thomas Telford 2007.

[3] Frank, R.: General Presentatoin of Eurocode 7 on 'Geotechnical design'. In: Frankovská a kol. (eds.), [Proceeding], Danube-European Conference on Geotechnical Design – from Research to Design in European Practise, Bratislava, 2010, p. 121.

[4] Holický, M.: Pravděpodobnostní základy metody dílčích součinitelů v Eurokódech. Stavební obzor, **13**, 2004, č. 8, s. 225-230.

[5] Lamboj, L. – Pruška, J.: Stanovení charakteristické a návrhové hodnoty geotechnických parametrů a únosnosti základové půdy pod plošným základem podle EN 1997-1. Geotechnika, 2005, č. 4, s. 11-17.

[6] Schuppener, B.: Eurocode 7: Geotechnical Design – Part 1: General Rules — its Implementation in the European Member States. [Proceeding], European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Madrid, 2007.

[7] Vaníček, I. – Jettmar, J.: Plošné základy. Seminář ČGTS ČSSI, ČSN EN 1997-1, 2005.

[8] Vogt, N. – Schuppener, B.: Ověřování návrhových postupů podle EC7-1 v Německu, Geotechnika, 2: 22-26 (translation to Czech), 2006.

[9] ČSN EN 1997-1: Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 1: Obecná pravidla. ČNI, 2006.

[10] ČSN 73 1001: Zakládání staveb: Základová půda pod plošnými základy. ÚNM, 1987.

Boštík, J. – Miča, L. – Vořechovský, M.: Assessment of the Load-Bearing Capacity of Shallow Foundations – Part I. Design Using Method of Partial Factors.

The article is focused on the comparison of the confidence level of a shallow foundation designed according to EC7 and the previously used Czech standard ČSN 73 1001 (Part I). The comparison is made for the DA3 design approach. The width of the shallow foundation for different ratios of vertical and horizontal forces is observed in the analysis. The aim is illustrated on an example where the confidence level for a designed shallow foundation varies; it is also shown how this appropriate difference quantifies with using fully probabilistic design. This is summarized in Part II.

Dlouhodobé sledování kvality betonů při extrémním zatížení

prof. RNDr. Ing. Petr ŠTĚPÁNEK, CSc.
Ing. Lubomír VÍTEK, Ph.D.
prof. RNDr. Ing. Stanislav ŠŤASTNÍK, CSc.
Ing. Martin ZLÁMAL, Ph.D.
VUT v Brně – Fakulta stavební

Ing. Jaroslav ŠKOLAŘ
JE Dukovany

V rámci kontroly bezpečnosti a spolehlivosti jaderné elektrárny Dukovany bylo zahájeno dlouhodobé sledování kvality stínicích a nosných betonů v okolí reaktoru s cílem získat poznatky o vlivu jaderného záření, zvýšené teploty a vlhkosti na jejich mechanicko-fyzikální parametry. Získaná data zatím neprokázala žádné negativní vlivy záření a dalšího zatížení na sledované parametry.

Úvod

Zejména v poslední době se diskutuje otázka bezpečnosti a spolehlivosti jaderných elektráren. Přitom je věnována pozornost jak vlastnímu technologickému zařízení (vlastnímu reaktoru a jeho řídicím a kontrolním systémům), tak i stavebním konstrukcím, bez kterých by celý systém nemohl spolehlivě fungovat jak při běžném provozu, tak při projektových i neprojektových haváriích.

Běžná je pravidelná kontrola kvality oceli nádoby reaktoru, která se provádí na vzorcích uložených ve schránkách v okolí reaktoru, a tím vystavených účinkům ionizujícího záření. Kvalita stínicích betonů a betonových konstrukcí v okolí reaktoru ovšem není kontrolována. A právě proto byl navržen systém kontroly kvality betonu vystaveného účinkům radiačního, teplotního a vlhkostního namáhání metodou svědečných vzorků. Navržen byl na základě předchozích měření mechanicko-fyzikálních, chemických a mikrostrukturálních vlastností betonů, které probíhají již od roku 1997. Součástí měření je i získávání a upřesňování vstupních hodnot pro globální matematické modely, které rovněž slouží k průběžnému vyhodnocování kvality, životnosti a spolehlivosti konstrukcí na primárním okruhu JE Dukovany. Souběžně byly vyhodnocovány i údaje z elektráren podobného typu (VVER 440 213).

Výsledkem studií a měření provedených v posledních deseti letech bylo zahájení dlouhodobého sledování svědečných vzorků včetně stávajících betonů ve vybraných oblastech kolem šachty reaktoru 1. a 3. reaktorového bloku (dále jen RB) jaderné elektrárny Dukovany. Cílem je ověření chování betonu a zjištění případných změn fyzikálně-mechanických charakteristik a chemického složení vyvolaných teplotním, vlhkostním, mechanickým a radiačním zatížením. Získaná data lze použít pro posouzení stavebních konstrukcí na všechny předepsané typy zatížení a jejich kombinace, kterým konstrukce jaderné elektrárny musí vyhovět, a zároveň budou tato data sloužit k upřesnění matematických modelů nosných a stínicích konstrukcí primárního okruhu.

U železobetonových konstrukcí primárního okruhu JE Dukovany se v případě prodlužování životnosti elektrárny uplatní zejména vlivy aktuálního mechanického chování betonu. Pro potřeby bezpečnostních analýz a pro prognózy životnosti a spolehlivosti konstrukce v čase je nutné znát okamžité mechanické parametry a konstitutivní vztahy betonů; dále je nezbytné i předpovědět změnu příslušných fyzikálně-mechanických parametrů v čase.

V případě stárnutí betonu při působení vlhkosti, teploty, radiace, chemických vlivů a silového zatížení jde o nový obor, z hlediska jeho vývoje dlouhodobého charakteru. K tomu slouží i navrhovaný soubor dlouhodobě sledovaných svědečných vzorků betonu, který má za úkol:

– získat informace o degradaci betonu při zohlednění výše uvedených vlivů;
– získat podklady pro návrh vhodných konstitutivních vztahů pro beton při působení uvedených degradačních vlivů;
– zjistit aktuální fyzikálně-mechanické charakteristiky.

Radiační poškození betonu

Radiační záření, vycházející z aktivní zóny reaktoru, je zeslabováno a absorbováno v betonovém stínění, které reaktorovou nádobu obklopuje. Absorbované záření je z velké části převedeno na teplo, které může mít velmi nepříznivé účinky na fyzikální a mechanické vlastnosti betonu. Vzniklé teplo vyvolává uvnitř stínění napětí, které je významné v místě prudkých teplotních gradientů uvnitř stínění. Jaderné záření tak může ovlivňovat fyzikální, mechanické a chemické vlastnosti materiálu v důsledku defektů, jako je narušení struktury atomové mřížky materiálu. Tento jev je považován za radiační poškození. Jako příklad lze uvést srážku neutronu s jádrem atomu. Neutron jádru může předat dostatečnou energii k narušení rovnováhy v krystalové struktuře materiálu, čímž vznikne v mřížce defekt, který ovlivňuje vlastnosti materiálu. Účinkem neutronového záření však vznikají v betonu v důsledku radiačního záchytu i radioaktivní izotopy prvků obsažených v betonu s různým poločasem rozpadu.

Problematikou radiačního poškození betonu se zabývají vědci v celosvětovém měřítku již od dob výstavby prvních reaktorů. Experimentální výsledky publikované vědci jsou mnohdy rozdílné, což je způsobeno obtížným oddělením účinků radiačního poškození od efektů zvýšených teplot. Některé výsledky lze též těžko porovnávat, neboť jsou použita různá složení vzorků betonu a rozdílné metody zkoušek. Obecně byly u vzorků zjišťovány vlivy záření na jednotlivé složky betonu, jako je kamenivo a cementový tmel, a pak vliv záření na beton jako celek. Při celkovém hodnocení betonu byl kladen důraz na pevnost betonu v tlaku a tahu, na moduly pružnosti, rozměrové změny a ztrátu hmotnosti a na tepelnou roztažnost a vodivost [1]-[5].

Při zeslabování nebo absorpci jaderného záření ve stínicím betonu je navíc veškeré absorbované záření převedeno na teplo. Vytvořené teplo může mít nepříznivé účinky na

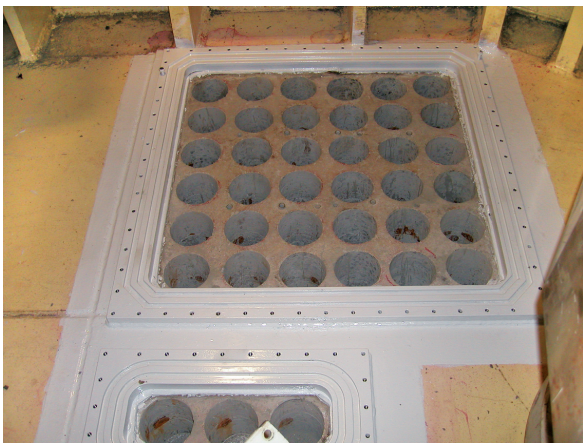
fyzikální a mechanické vlastnosti betonu. Teplo může rovněž přispívat k vysokým tepelným napětím z důvodu nelineárního teplotního rozdělení a prudkých gradientů uvnitř stínění [1]-[5].

Metodika měření

V roce 2007 byly jádrovými vývrty provedeny otvory do stínicího betonu 1. reaktorového bloku JE Dukovany na šesti stanovištích a 3. reaktorového bloku JE Dukovany na pěti stanovištích (*obr. 1*, *obr. 2*). Nepoškozené vývrty byly použity ke stanovení reálných vlastností původního betonu zatíženého teplotním, vlhkostním a radiačním zatížením při jeho působení v konstrukci. Zároveň byla vytvořena sada vzorků nových s přesně definovanými vlastnostmi, které byly umístěny do vyvrtaných otvorů na jednotlivých stanovištích a slouží ke sledování změn fyzikálně-mechanických charakteristik a chemického složení vyvolaných teplotním, vlhkostním a radiačním zatížením.



Obr. 1. Vrtání otvorů do stínicího betonu metodou jádrových vývrtů



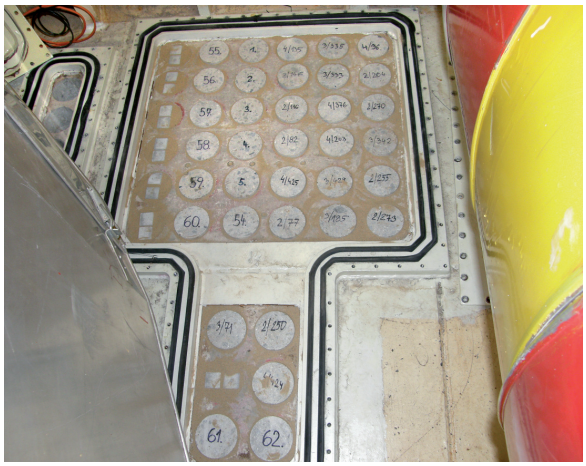
Obr. 2. Stanoviště připravené pro osazení svědečných vzorků

Metodou jádrových vývrtů bylo vyrobeno 1 300 nových vzorků o průměru d = 104 mm, které byly následně upraveny na výšku 208 mm (teoretický součinitel štíhlosti vzorku 2,0), u nichž byly nedestruktivními metodami stanoveny počáteční mechanicko-fyzikální vlastnosti. Tyto vzorky byly následně statisticky zpracovány a bylo ponecháno 1 002 vzorků pro použití na jednotlivých RB, jejichž vlastnosti se nejvíce blížily středním hodnotám měřených veličin. Tyto vzorky byly navíc roztříděny do tří kvalitativních skupin (*obr. 3*), ze kterých jsou posléze náhodně vybírány jednotlivé vzorky pro osazení do otvorů na stanovištích na reaktorových blocích. Nepoužité nové vzorky jsou umístěny ve skladovacích místnostech na jednotlivých reaktorových blocích mimo vliv radiačního zatížení a budou sloužit pro postupné doplňování odebraných vzorků na jednotlivých stanovištích, resp. jako referenční vzorky.



Obr. 3. Analyzované a roztříděné svědečné vzorky před transportem do JE Dukovany

V první fázi byly do každé řady umístěny 3 vzorky nové (vždy z každé kvalitativní skupiny jeden náhodně vybraný vzorek), 2 stávající vzorky původního betonu (z RB, na kterém byly odvrtány) a poslední otvor byl zaplněn dvěma cementovými trámečky 40x40x160 mm, pro kontrolu charakteristik cementu. Vždy po vyjmutí vzorků z řady je tato řada zaplněna 6 novými vzorky (vždy z každé kvalitativní skupiny dva náhodně vybrané vzorky), které jsou umístěny na příslušných RB. Všechny vzorky byly obsypány jemným křemičitým pískem, aby bylo dosaženo případného přenosu vlhkosti na vzorky umístěné v otvorech (*obr. 4*).



Obr. 4. Osazené svědečné vzorky

Vzorky byly umísťovány do otvorů na jednotlivých stanovištích systematicky do předem daných pozic, aby mohly být odebírány podle přesně daného plánu, který je rozdělen na sedm základních časových rovin expozice vzorků – 1, 2, 4, 12, 18 a 25 let, ve kterých budou postupně odebírány a bude vyhodnocen vliv radiačního, teplotního a vlhkostního zatížení na fyzikálně-mechanické vlastnosti betonu.

Souběžně s měřením vlivu expozice na svědečné vzorky je v blízkosti jednotlivých stanovišť soustavně měřena vlhkost, teplota a monitorováno pole záření pro stanovení celkové dávky záření gama a neutronového záření. Po osazení všech vzorků a měřicích přístrojů byla stanoviště hermeticky uzavřena tak, aby byla zaručena celistvost vnitřní ochranné ocelové vystýlky kontrolovaného pásma (*obr. 5*).



Obr. 5. Hermeticky uzavřené stanoviště s osazenými měřicími přístroji

Druh a rozsah zkoušek

Vzorky z 1. a 3. reaktorového bloku JE Dukovany byly vystaveny působení radiačního zatížení po dobu jednoho a dvou let. Na odebraných svědečných vzorcích z jednotlivých stanovišť jsou provedeny následující zkoušky fyzikálně-mechanických a chemicko-fyzikálních vlastností:

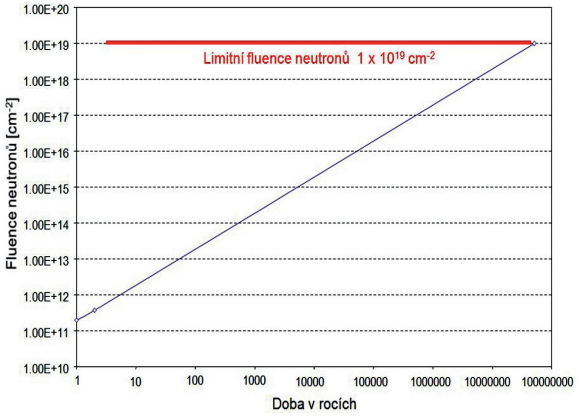
- analýza hmotnostních aktivit štěpných a aktivačních radionuklidů
  - obsah umělých radionuklidů,
  - rentgenografická mikrostrukturální analýza,
  - monitorování radiační zátěže;
- analýza chemicko-fyzikálních parametrů svědečných vzorků betonů
  - stanovení pórovitosti metodou vysokotlakové rtuťové pórozimetrie,
  - termická analýza složek betonu metodou diferenční termické analýzy,
  - mineralogická analýza metodou strukturní rentgenové difrakční analýzy,
  - chemicko-fyzikální analýza solí (boritany);
- analýza mechanicko-fyzikálních parametrů svědečných vzorků betonů
  - pevnost v tlaku,
  - statický a dynamický modul pružnosti v tlaku.

Analýza hmotnostních aktivit štěpných a aktivačních radionuklidů ve vzorcích betonů

Při provozu jaderného reaktoru vznikají štěpné produkty a aktivací neutrony vznikají aktivační produkty v samotném palivu, pokrytí paliva v konstrukčním materiálu a v chladivu primárního okruhu. Obsah radionuklidů štěpných produktů v reaktoru se nazývá inventář reaktoru a ten je závislý na typu reaktoru, typu paliva a stupni vyhoření. Inventář štěpných produktů lze vypočítat pro libovolný čas provozu reaktoru.

Naměřené hmotnostní aktivity nuklidů jsou z hlediska radiotoxicity nízké. Jiné nuklidy (s výjimkou přírodních nuklidů) nebyly ve spektrech měřených vzorků nalezeny ani po ruční kontrole spekter. Na základě doposud proměřených 48 vzorků nelze zatím vysledovat žádné trendy v nárůstu aktivačních prvků. Z naměřených údajů u různých časových rovin je však zřejmé, že hodnoty pole záření (fotony i neutrony) jsou zhruba úměrné době expozice. Lze tedy předpokládat, že nárůst aktivačních prvků u dalších časových rovin bude úměrný expoziční době korigovaných na poločasy přeměny těchto nuklidů.

I když se negativní vlivy neutronového záření a gama záření sčítají, neměly by jejich účinky způsobit radiační poškození konstrukčního betonu šachty reaktoru během jakékoli životnosti jaderné elektrárny (*obr. 6*).



Obr. 6. Závislost fluence neutronů na 3. RB

Analýza chemicko-fyzikálních parametrů svědečných vzorků betonů

Z dosud provedených analýz po dvou letech expozice svědečných vzorků nebyl zjištěn vliv na pórovitost betonu. Na vzorcích jsou patrné pouze identické průběhy pro jednotlivé teplotní intervaly mineralogických modifikací. Výrazný teplotní pokles při teplotách nad 720 °C odpovídá vápenatým složkám, které se nacházejí v přebytku, a svědčí tak o tom, že vzorky doposud nebyly zatíženy degradačním procesem.

Betonové konstrukce jsou vystaveny dlouhodobému působení zvýšené teploty za zvýšeného vlhkostního obsahu. Vlhkostní změny betonu mají vliv jednak na objemové změny zejména cementového pojiva ve vztahu k plnivu (kamenivu), jednak na mechanické vlastnosti betonu v důsledku změny povrchového napětí a kapilárních sil. Přitom se uplatňuje jak vliv rozdílné vlhkosti v různých místech betonu, tak rozdílný vliv vody na kamenivo a zatvrdlý cement. Uvedený stav je dán hlavně velkou nasákavostí, v němž voda způsobuje tyto fyzikální změny:

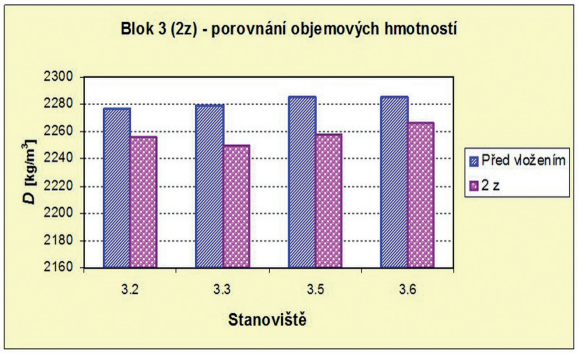
- nabývání solí vzniklých hydratací (proces bobtnání),
- postupná saturace kapilár za současné změny kapilárních sil.

Porovnáním výsledků mikrostrukturální analýzy vzorků betonů lze shrnout, že nebyly shledány žádné nové mineralogické novotvary proti referenčním vzorkům. Zároveň bylo u všech zkoušených vzorků betonů zjištěno pouze nezvýšené množství rozpustných borových solí obsahující jen malé množství boru, které nejpravděpodobněji pochází z kameniva v betonu.

Analýza fyzikálně-mechanických parametrů svědečných vzorků betonů

Analýza byla provedena nedestruktivními a destruktivními metodami. Z dosud provedených měření vyplývá, že

u všech vzorků betonu z bloku č. 3 došlo po dvou letech expozice k mírnému úbytku objemové hmotnosti proti původnímu měření. Největší zjištěný úbytek byl 29 kg/m³ (*obr. 7*).



Obr. 7. Porovnání průměrných hodnot objemové hmotnosti betonu vzorků z bloku č. 3 před vložením a v časové základní rovině 2 roky

Podobně jako u objemových hmotností i v případě modulů pružnosti byl zaznamenán pokles proti měření z roku 2007. Jednou z možností vysvětlení tohoto jevu je ztráta vody vysycháním. Z rozdílných hodnot objemových hmotností a modulů pružností vzorků uložených na 1. RB a 3. RB lze usuzovat odlišné vlhkostní podmínky, které se mohou projevovat dále i v pevnostních parametrech vzorků. U modulu pružnosti totiž na rozdíl od pevnosti v tlaku dochází při nasycení vodou k nárůstu a při vysušení k poklesu hodnot.

Zvýšená vlhkost v prostředí vzorků uložených ve 3. RB měla pravděpodobně za následek kvalitnější proces zrání, a proto vykazují vzorky z 3. RB vyšší hodnoty pevnostních parametrů (*tab. 2*) v porovnání s hodnotami stanovenými na vzorcích odebraných z 1. RB (*tab. 1*).

Při porovnání pevností betonu původních vzorků byla shledána dobrá shoda mezi jednotlivými objemovými hmotnostmi a krychelnými pevnostmi betonu v tlaku z hlediska jejich umístění na jednotlivých RB (*tab. 3*).

Pozn.: Krychelné pevnosti v *tab. 1* až *tab. 3* byly vyhodnocovány na základě pevností válcových s ohledem na ČSN EN 12504-1 Zkoušení betonu v konstrukcích – Část 1: Vývrty – Odběr, vyšetření a zkoušení v tlaku a dle ČSN ISO 13822 Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí.

Závěr

Na základě výsledků doposud provedených kontrolních měření na svědečných vzorcích a vzorcích původního betonu lze říci, že vliv vlhkosti, teploty a účinků ionizujícího záření na vlastnosti betonu jsou zanedbatelné a nedochází k degradaci pevnostních charakteristik betonu.

V současné době ovšem bylo provedeno měření pouze na vzorcích, které byly na stanovištích exponovány pouze jeden, resp. dva roky. Měření v následujících letech budou dalším důležitým přínosem pro poznání chování stínicích betonů vystavených účinkům radiačního zatížení v okolí reaktorových bloků JE Dukovany.

Na závěr je nutné podotknout, že všechny nedestruktivní a destruktivní zkoušky na exponovaných svědečných vzorcích byly provedeny v kontrolovaném pásmu Fakulty stavební VUT v Brně nebo na pracovištích k tomu určených. Všechny vzorky, resp. jejich části byly po provedení zkoušek převezeny zpět do areálu JE Dukovany k likvidaci.

Tab. 1. Výsledné hodnoty fyzikálně-mechanických parametrů betonů nových vzorků a jejich porovnání – 1. RB

označení vzorků	objemová hmotnost		krychelná pevnost		modul pružnosti	
	hodnota	% - ní podíl	hodnota	% - ní podíl	hodnota	% - ní podíl
	[kgm^{-3}]	[%]	[MPa]	[%]	[GPa]	[%]
referenční vzorky	2246	100,0	40,8	100,0	25,7	100,0
1. RB / 1z	2240	99,7	41,9	102,6	29,7	115,4
1. RB / 2z	2221	98,9	41,4	101,5	27,6	107,4

Tab. 2. Výsledné hodnoty fyzikálně-mechanických parametrů betonů nových vzorků a jejich porovnání – 3. RB

označení vzorků	objemová hmotnost		krychelná pevnost		modul pružnosti	
	hodnota	% - ní podíl	hodnota	% - ní podíl	hodnota	% - ní podíl
	[kgm^{-3}]	[%]	[MPa]	[%]	[GPa]	[%]
referenční vzorky	2246	100,0	40,8	100,0	25,7	100,0
3. RB / 1z	2249	100,1	44,0	107,8	26,3	102,3
3. RB / 2z	2258	100,5	44,9	110,0	27,5	107,0

Tab. 3. Výsledné hodnoty fyzikálně-mechanických parametrů betonů původních vzorků a jejich porovnání

označení vzorků	objemová hmotnost		krychelná pevnost	
	hodnota	% - ní podíl	hodnota	% - ní podíl
	[kgm^{-3}]	[%]	[MPa]	[%]
1. RB / 1z	2224	100,0	48,2	100,0
1. RB / 2z	2211	99,4	49,2	102,1
3. RB / 1z	2191	98,5	49,6	102,9
3. RB / 1z	2202	99,0	47,3	98,1

Článek vznikl za podpory projektů TIP FR-TI1/357 MPO „Betonové konstrukce s nekovovou výztuží se zvýšenou požární odolností a odolností vůči agresivním vlivům“, výzkumného centra 1M06005 MŠMT „Centrum integrovaného výzkumu anorganických kompozitů (CIVAK)“ a projektu P104/10/2153 GA ČR „Kompozitní konstrukce na bázi vysokohodnotných silikátů a dřeva – environmentální optimalizace a experimentální ověření".

Literatura

[1] Kaplan, M. F.: Concrete Radiation Shielding. Harlow, Longman Scientific and Technical 1989.
[2] Technologie a vlastnosti těžkých betonů. Moskva, Vědecko-výzkumný ústav betonů, 1962.
[3] Jaeger, R. G. – Blizard, E. P. – Chilton, A. B.: Engineering Compendium on Radiation Shielding, Vol. I. – Shielding Fundamentals and Methods. International Atomic Energy Agency Vienna. Berlin, Heidelberg, New York, Springer-Verlag 1968.
[4] Jaeger, R. G. – Blizard, E. P. – Chilton, A. B.: Engineering Compendium on Radiation Shielding, Vol. II – Shielding Materials, International Atomic Energy Agency Vienna. Berlin, Heidelberg, New York, Springer-Verlag 1975.
[5] Jaeger, R. G. – Blizard, E. P. – Chilton, A. B.: Engineering Compendium on Radiation Shielding, Vol. III – Shiald Design and Engineering. International Atomic Energy Agency Vienna. Berlin, Heidelberg, New York, Springer-Verlag 1970.

Štěpánek, P. – Vítek, L. – Šťastník, S. – Zlámal, M. – – Školař, J.: Long-Term Monitoring of Concrete Quality at Extreme Loading

In terms of the verification of the Dukovany nuclear power plant safety and reliability, a long-term monitoring of the quality of shielding and carrying concretes in the area surrounding the reactor was begun with the aim of obtaining findings about the influence of nuclear radiation, increased temperatures and humidity on the concrete mechanical-physical characteristics. The data acquired to-date do not prove any negative influences of the radiation or other loading on the monitored characteristics after two years of measurements.

Stanovení deformačních charakteristik zdiva

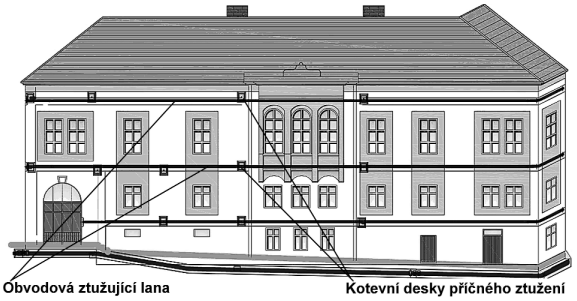
doc. Ing. Ivailo TERZIJSKI, CSc.
doc. Ing. Ladislav KLUSÁČEK, CSc.
doc. Ing. Zdeněk BAŽANT, CSc.
Ing. Jiří STRNAD, Ph.D.
Ing. Petr DUCHÁČ
Ing. Miroslav KRATOCHVÍL
Ing. Marek VOLF
Ing. Michal POŽÁR
VUT v Brně – Fakulta stavební

Článek analyzuje problematiku zjišťování deformačních vlastností zdiva a zděných konstrukcí. Konstatuje, že postupy uvedené v normách jsou jen přibližné, a navíc zcela nevhodné jako příprava pro zesilování zdiva předpětím. Zde je totiž zapotřebí znát deformační vlastnosti zdiva zejména ve směru rovnoběžném s ložnými spárami. Na příkladu reálného měření na modelové nosné zdi je prezentována nově navržená metodika zjišťování deformačních vlastností ve směru rovnoběžném s ložnými spárami. Je navržen i způsob interpretace získaných zkušebních dat tak, aby umožnil výpočet modulu pružnosti zdiva využitelný při analýze zděné konstrukce před zesílením i po něm.

Úvod

Při sanaci zděných, často historických konstrukcí je mnohdy nezbytné ztužit obvodové, případně i vnitřní zdivo do té míry, aby bylo schopno spolehlivě přenášet aktuálně požadované zatížení. Obvykle je zdivo vychýleno z původní svislé polohy v důsledku nerovnoměrného sedání základů či účinky vodorovných zatížení. Takovéto vychýlení s sebou pochopitelně přináší přídavné namáhání zdiva momenty a ohrožení únosnosti i stability konstrukce. Konstrukčně nejjednodušším řešením, jak omezit negativní dopady popsané situace, je ztužení konstrukce (budovy) táhly ve vodorovné rovině v příčném směru. Toto řešení je sice koncepčně jednoduché, současně je ovšem vinou obvykle viditelných ocelových táhel značně neestetické (viz např. zasedací síň Senátu ČR v Praze), či dokonce z hlediska ochrany památek nepřípustné.

Podstatně náročnější z hlediska návrhu, přesnosti provádění a znalostního aparátu je ztužování zděných konstrukcí ocelovými táhly umístěnými uvnitř obvodových zdí či kleneb. Posledně jmenovaný způsob zesílení konstrukce již byl několikrát uplatněn i v praxi, kdy byl detailní způsob provedení zesílení navržen pracovníky VUT Brno. Jako příklad uvádíme zesílení nosné konstrukce zámku v Drnovicích [1] (*obr. 1*). Aby bylo účinné (aktivní), musí být aplikovaná táhla obvykle dodatečně napnutá. Původně tahové namáhání zdiva se potom mění na namáhání tlakové (záměrně vnesenou tlakovou rezervou dosaženou vhodně navrženým systémem předpínacích kabelů). Návrh odpovídající silové soustavy musel být ovšem dosud prováděn empiricky. Pro spolehlivý průkaz bezpečnosti návrhu je však nezbytná analýza konstrukce s využitím moderních výpočetních metod založených na využití metody konečných prvků (MKP). Takovou analýzu lze ovšem seriózně provést jen tehdy, pokud jsme schopni deformační charakteristiky příslušného zdiva zjistit.



Obr. 1. Schéma ztužení historické budovy zámku v Drnovicích pomocí vnitřních předpínacích táhel

Deformační vlastnosti zdiva

Zdivo je (na rozdíl např. od betonu) anizotropní materiál, tj. takový, jehož vlastnosti jsou v různých směrech různé. Někdy se označuje jako ortotropní, tj. materiál mající vlastnosti rozdílné ve dvou kolmých směrech. I když se domníváme, že označení ortotropní není zcela přesné, dobře vystihuje zásadní skutečnost, že u zdiva má obvykle význam zkoušet jeho mechanické vlastnosti ve dvou hlavních – navzájem kolmých směrech, a to kolmo na ložné spáry zdiva (obvykle svislý směr) a rovnoběžně s nimi (obvykle vodorovný směr). K základním deformačním vlastnostem zdiva patří modul pružnosti a součinitel dotvarování.

Podle normy [2] lze krátkodobý sečnový modul pružnosti vypočítat ze vztahu

$$E = K_E \cdot f_k \,, \tag{1}$$

kde f_k je charakteristická pevnost zdiva, stanovená přímo podle [3] nebo i jen početně ze vstupních parametrů zdiva;
K_E – doporučený koeficient, když např. pro pálené cihly je $K_E = 1\,000$.

Sečnový modul pružnosti zdiva E_i lze stanovit i přímo, postupem podle [3] při zkoušce pevnosti v tlaku standardizovaného vzorku zdiva podle vztahu

$$E_i = F_{i,\max} /(3 \cdot \varepsilon_i \cdot A_i) \,, \tag{2}$$

kde $F_{i,\max}$ je nejvyšší dosažená hodnota zatěžovací síly u jednotlivého zkušebního tělesa;
A_i – plocha zatěžovaného průřezu zkušebního tělesa;
ε_i – poměrné přetvoření zkušebního tělesa při dosažení třetinové pevnosti v tlaku.

Jakkoli je tento způsob přesnější než „koeficientová metoda“, má z hlediska zamýšleného použití nejméně dva zásadní nedostatky:

– modul se počítá z údajů naměřených na nekonsolidovaném vzorku zdiva, což vnáší významné chyby do hodnot změřených (zejména počátečních) deformací. Jde o určitou nepřesnost či snad i chybu normového postupu týkající se nejen užšího pohledu. Konsolidace zdiva při tlakovém namáhání je skutečně výrazná – viz dále *obr. 9*;
– modul pružnosti je stanovován pro namáhání kolmo na ložnou spáru zdiva, tj. ve směru kolmém na obvyklý směr předpětí při sanačních pracích.

Ještě méně jsou ošetřeny dlouhodobé deformační vlastnosti zdiva. Norma [2] sice uvádí klasický vzorec pro výpočet dlouhodobého modulu pružnosti

$$E_{longterm} = E /(1 + \varphi_{\infty}), \qquad (3)$$

ovšem součinitel dotvarování φ_{∞} se zde v podstatě jen odhaduje z daného, poměrně širokého intervalu, když např. pro zdivo z pálených cihel je uvedeno rozmezí $0{,}5 \le \varphi_{\infty} \le 1{,}5$. Přitom jde pochopitelně opět o vlastnost vyšetřenou jen pro směr kolmý na ložnou spáru.

Současné normativní předpisy nezohledňují vliv trojosého namáhání zdiva a vliv vlhkosti zdiva na jeho deformační vlastnosti.

Měření s ložnou spárou zdiva

Vzhledem k již uvedenému je zřejmé, že zjišťování deformačních vlastností zdiva ve směru rovnoběžném s ložnou spárou není v platných normových předpisech ošetřeno. Zároveň naše rešerše současného stavu problematiky ukázala, že existuje jen minimum dostupných poznatků v této oblasti a že metodiku umožňující zjištění zájmových vlastností bude nutné navrhnout. S tím související práce lze rozčlenit do těchto dílčích problémů:

1. ideový návrh metodiky zjišťování deformačních vlastností zdiva ve směru rovnoběžném s ložnou spárou;
2. návrh, výroba a zajištění nezbytného přístrojového vybavení a pomůcek;
3. experimentální měření k ověření navržené metodiky a k získání prvních poznatků o charakteru zájmových vlastností zdiva;
4. vyhodnocení výsledků experimentálního měření s následnou korekcí postupu měření;
5. definice a vyhodnocení konstitutivních veličin souvisejících s danou problematikou;
6. ověření metodiky i vypovídací schopnosti definovaných konstitutivních veličin při reálné aplikaci;
7. standardizace či alespoň certifikace vyvinuté metodiky ve vztahu k problematice zesilování zděných konstrukcí.

V současnosti můžeme konstatovat, že jsou dokončeny práce odpovídající bodům 1-2 a více či méně rozpracovány činnosti týkající se bodů 3-6.

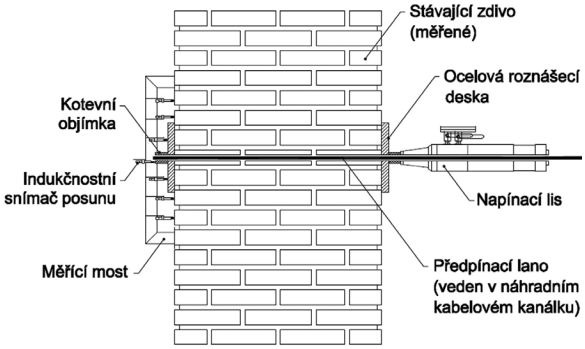
Navržená metodika

Při návrhu bylo nutné odpovědět na dvě základní otázky:

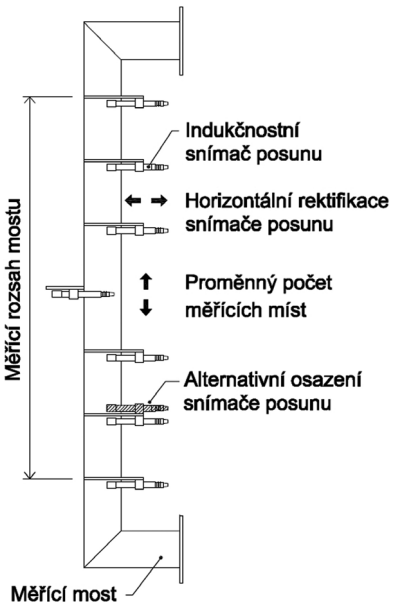
a) kde, případně na jakých vzorcích deformační vlastnosti zjišťovat;
b) jak to konkrétně provést.

V případě otázky ad a) bylo jednoznačně rozhodnuto navrhnout zamýšlenou metodiku tak, aby vycházela z měření provedeném „in situ“, na reálné konstrukci určené k sanaci. Vlastnosti hotového, často historického zdiva totiž nelze věrohodně zjišťovat na dodatečně laboratorně připravených vzorcích, či dokonce z tabelovaných hodnot.

Navržená konkrétní metodika zjišťování deformačních vlastností ad b) pak vychází z měření deformací zdiva zatíženého silou orientovanou rovnoběžně s ložnými spárami. Síla je vyvozována pomocí předpínacího lana ukotveného na jednom líci zdiva a napínaného pomocí hydraulického lisu z líce opačného. Vyvozená síla je vnášena do zdiva z obou protilehlých povrchů pomocí ocelových roznášecích desek, jejichž velikost a tuhost byla rovněž ověřována. Měření deformací je prováděno jednostranně, pomocí „měřicího mostu“, na 5–9 místech v rovině kolmé na střednici zdiva (*obr. 2*, *obr. 3*). Při takto pojatém způsobu snímání deformačních veličin je prostorová deformační problematika zjednodušena na rovinný problém symetrický ke střednici zkoušené zdi. Domníváme se, že vzhledem k účelu měření je to přijatelné zjednodušení. Jde totiž pouze o zjednodušení v oblasti snímání a případně i vyhodnocování naměřených veličin, nikoli v oblasti namáhání zdiva při zkoušce.



Obr. 2. Schéma měření deformačních vlastností zdiva v rovině rovnoběžné s ložnými spárami

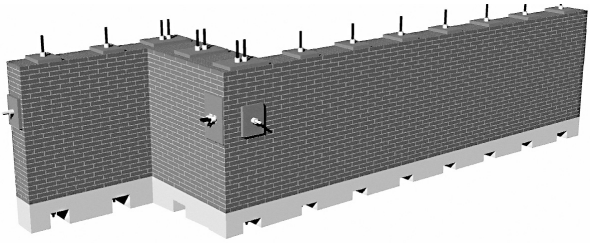


Obr. 3. Schéma „měřicího mostu“ pro sledovaní deformace a rozsahu deprese

Experimentální měření

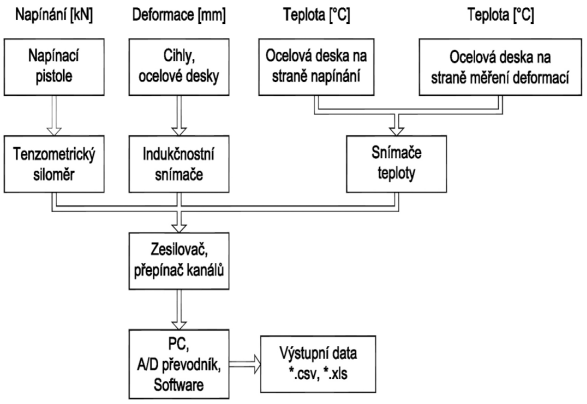
K ověření navržené metodiky a úvodnímu zjištění zájmových deformačních vlastností byla využita experimentální zeď zhotovená v letech 2006/2007 v areálu VUT Brno v rámci výzkumného záměru MSM 0021630519 „Progresivní spolehlivé a trvanlivé nosné stavební konstrukce“. Byla na-

vržena jako lomená s proměnnou tloušťkou 450 mm a 900 mm, aby umožnila ověření detailů konstrukčního provedení různých sanačních opatření. Zhotovena byla z cihel P20 na maltu M5 a založena na betonovém základu s otvory (sklípky) umožňujícími po vytvoření vertikálních kanálků zakotvení svislých lan, a tedy i svislé předpětí (*obr. 4*). Protože je umístěna na vnějším prostranství, je před přímými účinky deště, sněhu apod. chráněna jednoduchou stříškou.



Obr. 4. Vizualizace víceúčelové experimentální zdi s aplikovaným vertikálním předpětím

Základní měření bylo provedeno v úseku s tloušťkou 900 mm. (Aplikovaný postup v zásadě odpovídá předpokládanému standardnímu postupu při vyšetřování reálné konstrukce.) Zeď byla provrtána v příčném směru rovnoběžně s ložnými spárami, přičemž vytvořený kanálek měl ∅ 25 mm. Do kanálku bylo vloženo jedno sedmidrátové předpínací lano typu Monostrand ∅ 15,7 mm. Pro ochranu před vlhkostí je ošetřeno mazivem a polyetylénovou chráničkou.[1)]



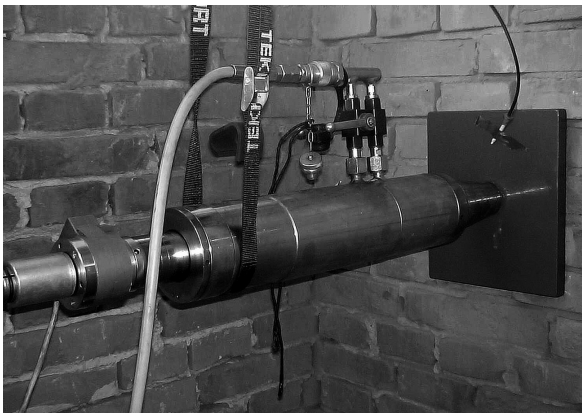
Obr. 5. Ideové schéma měřicí a aktivační soustavy použité při experimentu

Na oba konce vloženého lana byly osazeny roznášecí desky a kotevní objímky. Bylo experimentováno s deskami různých rozměrů. Pro základní měření se podařilo zajistit desky o rozměrech 350×250×45 mm, s maximální ohybovou tuhostí. Dále byl připojen hydraulický napínací lis schopný vyvinout maximální osovou sílu 200 kN a z protější strany zdi pro daný účel navržený měřicí most osazený až devíti indukčními snímači posuvu. Schéma aktivační a měřicí soustavy přístrojů a snímačů je zachyceno v blokovém schématu na *obr. 5*. Skutečné provedení je patrné z fotografií na *obr. 6* a *obr. 7*. Vlastní zatěžování probíhalo v těchto krocích:

1. vnesení základní předpínací síly 5 kN pro stabilizaci a rektifikaci měřicí soustavy;
2. zatěžování po krocích o velikosti 10 kN s podržením síly 10 s;



Obr. 6. „Měřicí most“ aktuálně osazený devíti snímači posuvu



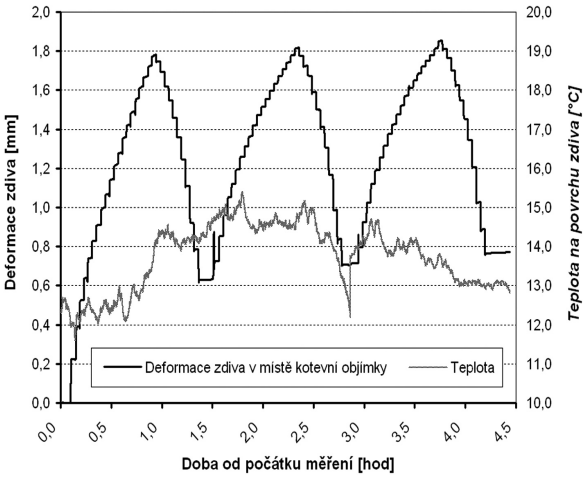
Obr. 7. Hydraulický lis použitý k vyvození tahové síly v předpínacím lanu

3. konec vzestupné větve zatěžovacího cyklu, po dosažení maximální kapacity předpínacího lana určené postupem dle [5];
4. odlehčení vyšetřovaného zdiva na základní hodnotu síly 5 kN ve stupních po 20 kN s podržením 10 s;
5. kroky 2-4 byly opakovány dvakrát pro konsolidaci zdiva.

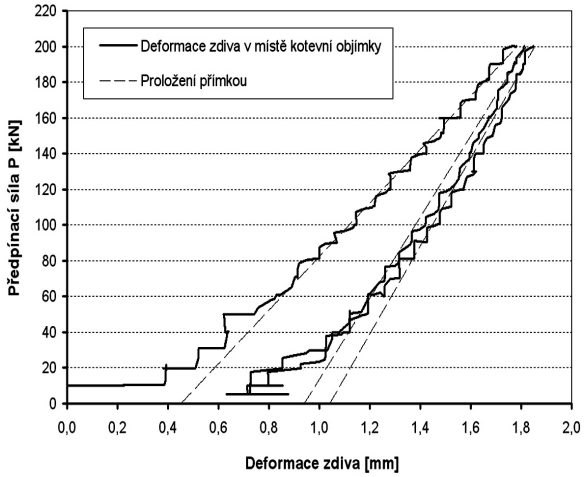
Zatěžovací zkouška probíhala počátkem listopadu 2010 při teplotě ovzduší 12–15 ˚C. Dále prezentované údaje o deformaci zdiva jsou již „očištěny“ od vlivu měnící se teploty v průběhu zkoušky. Průměrná povrchová vlhkost zdiva byla přibližně 3,5 % hmotnosti, v hloubce 200 mm pod povrchem zdiva 7–9 % hmotnosti.

1) Postup vrtání, zaměření kanálku, uchycení vrtného zařízení, úprava měřicího místa atd. jsou důležitou součástí navržené metodiky. Podrobnosti lze najít např. v [4]. V tomto článku se zaměřujeme na vlastní princip měření a interpretaci přetvárných vlastností zdiva.

Graficky znázorněné záznamy vybraných veličin z průběhu zatěžovací zkoušky jsou na *obr. 8* až *obr. 10*. Časový průběh deformace měřené v místě kotevní objímky zachycuje *obr. 8*. Jsou na něm dobře patrné jednotlivé zatěžovací, případně odlehčovací stupně i celé zatěžovací cykly. Na *obrázku 9* jsou zachyceny jednotlivé zatěžovací cykly v souřadnicích síla – deformace (L-D křivka). Zřejmá je výrazná konsolidace zdiva po prvním zatěžovacím cyklu, a naopak poměrně malá konsolidace mezi druhým a třetím cyklem. Na základě tohoto zjištění jsme se rozhodli vyhodnocovat krátkodobé přetvárné vlastnosti z údajů získaných při třetím zatěžovacím cyklu. Deformace změřené na povrchu roznášecí

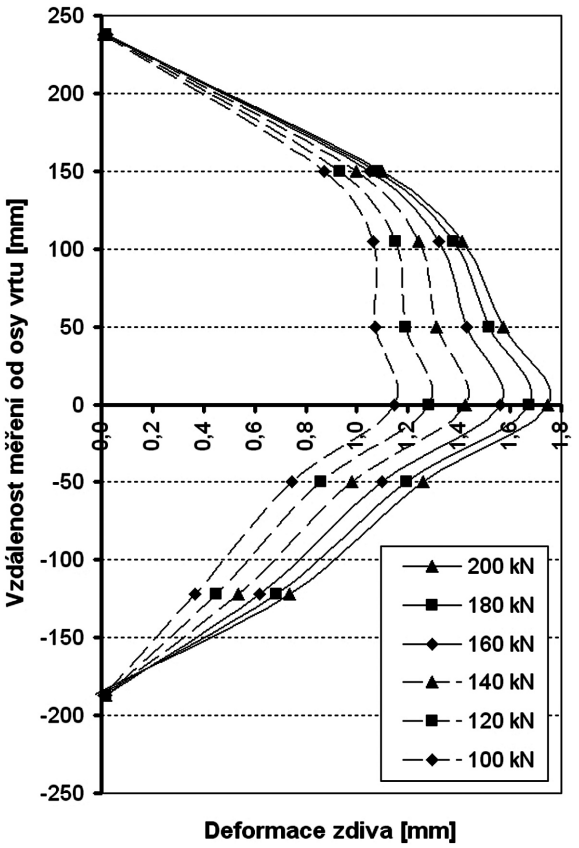


Obr. 8. Časový snímek měření deformačních vlastností



Obr. 9. Křivka L-D pro tři deformační cykly měřená v místě kotevní objímky

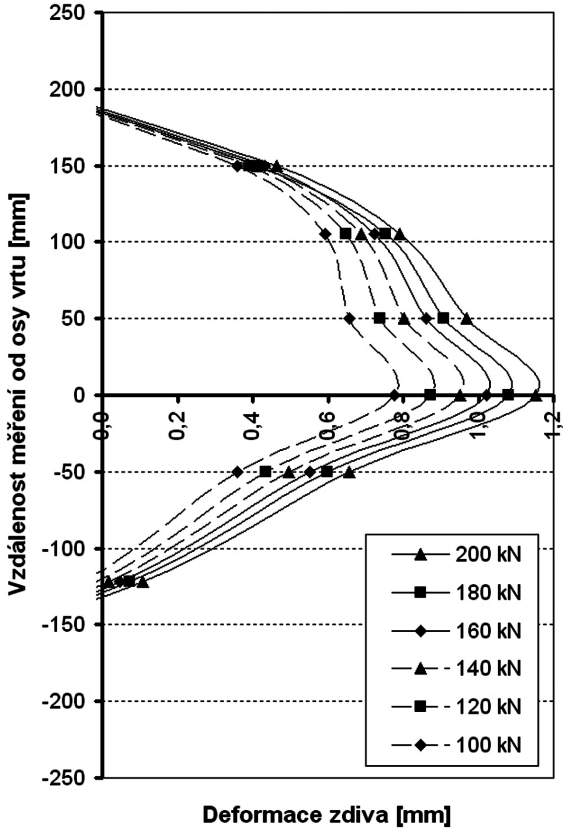
desky a zdiva v různých vzdálenostech od napínacího lana při různých hladinách zatížení při prvním cyklu jsou zachyceny na *obr. 10*, deformace ve stejných místech změřené při třetím zatěžovacím cyklu na *obr. 11*. Uvedené obrázky tak poskytují představu o tvaru stlačení zdiva pod roznášecí deskou a v jejím bezprostředním okolí. Toto prostorové stlačení nazýváme pracovně „deformační kotlinou“. I zde je pochopitelně patrná výrazná konsolidace zdiva mezi prvním a třetím cyklem. Tvary deformační kotliny pro roznášecí desky s různou tuhostí jsou zachyceny na *obr. 12*. Šlo o desky s tloušťkou 25 mm a 45 mm. Vzhledem k tomu, že v ohybové tuhosti vystupuje výška (tloušťka) ve třetí mocnině, je poměr tuhosti těchto dvou desek přibližně 1,0 : 5,8. Z *obrázku 12* je zřejmé, že vliv tuhosti roznášecí desky na tvar deformační kotliny je výrazný, a bude tedy třeba k němu přihlížet i ve vyjádření vlastních deformačních vlastností.



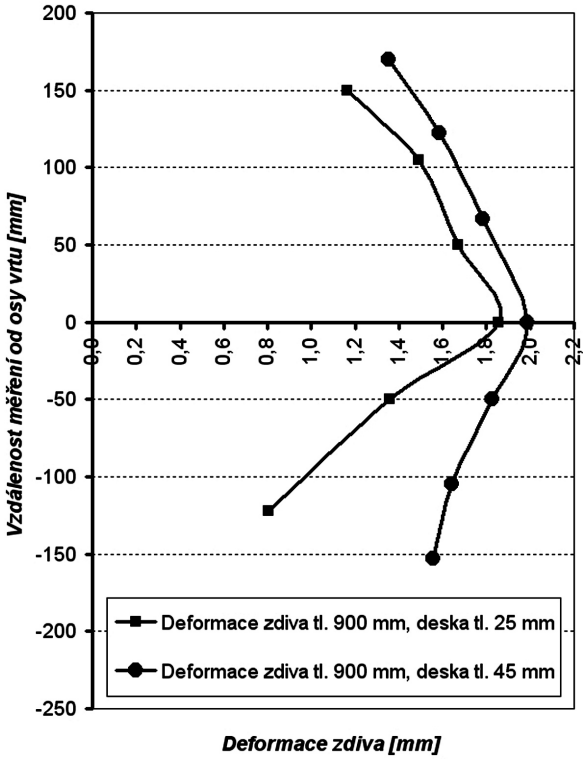
Obr. 10. Tvar deformační kotliny při různé velikosti předpínací síly – 1. cyklus

Interpretace měření – stanovení krátkodobých deformačních vlastností

Při namáhání zdiva vodorovně s ložnou spárou napříč skutečné zdi v podstatě nelze stanovit „čistý“ modul pružnosti v tlaku. Tomu bychom se přiblížili pouze tehdy, kdyby došlo k usmýknutí/oddělení stlačované části od zbylého zdiva. Při popisovaném geometrickém uspořádání měření (zatěžování kolmo na rovinu zdi) se tento jev nepodařilo vyvolat. (Při reálných aplikacích to ani není žádoucí.) Za „standardních“ podmínek se proto vyvozené zatížení roznáší i mimo prostor vymezený objemem zdiva mezi protilehlými roznášecími deskami. Na jeho přenesení se tak podílejí i další – vnější vrstvy zdiva. Dochází k tlakovému i smykovému namáhání. Modul pružnosti, který z tohoto komplexního prostorového namáhání zjistíme, bude charakterizovat odpor zdiva jako celku proti lokálním deformacím (z makroskopického hlediska). Tento modul můžeme označit jako modul pružnosti v tlaku „smíšený“, neboť vyjadřuje odpor zdiva vůči smíšenému (osovému a částečně i smykovému) namáhání. V tomto článku pro něj používáme označení E_{mix}. Jeho hodnotu můžeme vyčíslit např. na základě principu ekvivalence deformační práce. V našem případě musí platit, že celkový objem deformace měřené a zrcadlové deformační kotliny by měl být roven fiktivní rovnoměrné deformaci, která by vznikla ve sloupci zdiva vymezeného spojnicí obvodů obou protilehlých roznášecích desek, za předpokladu nulového spolupůsobení s okolním zdivem. Uvedený princip lze při jisté (domníváme se, že akceptovatelné) míře



Obr. 11. Tvar deformační kotliny při různé velikosti předpínací síly – 3. cyklus



Obr. 12. Vliv tuhosti desky na tvar deformační kotliny

nepřesnosti zjednodušit na rovinný problém. Při běžné situaci, kdy jsou ocelové roznášecí desky na obou stranách zkoušené zdi stejných rozměrů a tuhosti, lze jako další zjednodušení pro vyhodnocení použít i princip symetrie. Grafické znázornění odvození uvažovaného smíšeného modulu E_{mix} je zachyceno na *obr. 13*. I z dříve uvedeného vyplývá, že smíšený modul lze vyjádřit ze vztahu

$$E_{mix} = P \cdot t/(2a \cdot b \cdot d_{fi}) \,, \tag{4}$$

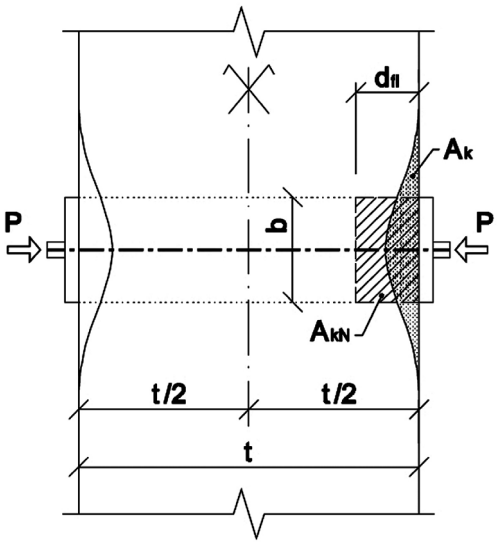
kde P je předpínací síla uvažovaná pro výpočet modulu,
t – tloušťka stěny v místě měření,
a, b – šířka a výška roznášecí desky/desek,
d_{fi} – náhradní (fiktivní) deformace získaná ze vztahu

$$d_{fi} = A_k/b \,, \tag{5}$$

kde A_k je plocha řezu deformační kotlinou od síly P v ose předpínacího kanálku.

Takto definovaný smíšený modul pružnosti zdiva není příliš citlivý na tuhost při zkoušce použitých roznášecích desek (rozdíly deformace podél roznášecí desky se průměrují). Pro uvedenou vlastnost lze tento modul dobře použít při modelování celých konstrukčních celků. Naopak, při určování ztrát předpětí, kde potřebujeme znát především skutečnou deformaci zdiva v bezprostředním okolí kabelového kanálku, není smíšený modul pružnosti zdiva ze stejného důvodu příliš vhodný.

V takovém případě bude lépe využitelný modul pružnosti, který můžeme nazvat jako „efektivní“ modul pružnosti zdiva v tlaku E_{ef}. Efektivní modul je odvozen od deformace zdiva v bezprostřední blízkosti kabelového kanálku, a je tedy dobře použitelný pro výpočet ztrát předpětí. Grafické znázornění odvození uvažovaného efektivního modulu E_{ef} je zachyceno na *obr. 14*. I z dříve uvedeného vyplývá, že efektivní modul pružnosti zdiva lze vyjádřit ze vztahu



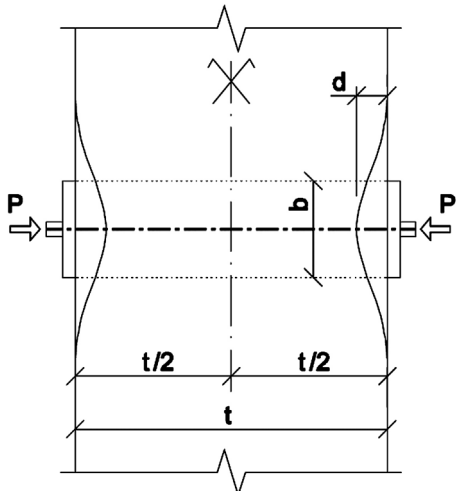
Obr. 13. Grafické znázornění principu odvození smíšeného modulu pružnosti zdiva

$$E_{ef} = P \,.\, t/(2a \,.\, b \,.\, d) \,, \tag{6}$$

kde d je skutečná deformace pod roznášecí deskou v ose kanálku při zatížení silou P.

Jelikož efektivní modul pružnosti odvozujeme z lokální extrémní deformace, je tento modul velmi citlivý na rozměry a tuhost aktuálně použitých roznášecích desek. Proto je nezbytně nutné použít stejné roznášecí desky pro jeho stano-

vení a následně i pro vlastní sanační zásah na konstrukci. To ovšem ve většině případů nepředstavuje problém. Z logiky konstrukce obou výše odvozených modulů pružnosti zdiva vyplývá, že se budou více lišit při použití „měkkých“ roznášecích desek a „měkkého“ zdiva.



Obr. 14. Grafické znázornění principu odvození efektivního modulu pružnosti zdiva

Závěry a otevřené problémy

V uplynulém období se řešitelskému týmu podařilo vyvinout základní prvky metodiky stanovení deformačních vlastností zdiva ve směru rovnoběžném s ložnou spárou. Vzhledem k účelu jejich zjišťování bylo rozhodnuto provádět většinu souvisejících měření na reálných konstrukcích. Byl navržen do detailů propracovaný postup vlastního měření [4] a navrženy a vyrobeny či jinak zajištěny nezbytné technické pomůcky a zařízení. Byl navržen základní postup interpretace výsledků měření krátkodobých deformačních vlastností. Postupy a interpretace, které tímto předkládáme odborné veřejnosti, mohou být pochopitelně ještě předmětem odborné diskuze. Nicméně již teď lze takto zjištěné deformační vlastnosti (po případném doplnění o další parametry) použít při návrhu zesílení zděných konstrukcí pomocí předpětí.

Předpokladem komplexního zvládnutí pojednané problematiky je ještě pro prezentovaná měření a jejich interpretaci doplnění:

- dlouhodobých deformačních vlastností zdiva (zejména ve směru rovnoběžném s ložnou spárou) – vliv dotvarování;
- vlivu vlhkosti zdiva na krátkodobé i dlouhodobé deformační vlastnosti zdiva;
- vlivu přídavného napětí kolmo na pracovní spáru – trojosou napjatost;
- ověření vyvinutých zkušebních a interpretačních postupů na specifických detailech zděných konstrukcí (mezi-okenních sloupcích, rohovém styku zdiva apod.);
- ověření téhož při sanacích reálných konstrukcí.

Na všech otevřených úkolech intenzivně pracujeme.

Článek vznikl za podpory projektu specifického výzkumu FAST-S-10-66 „Verifikace přetvárných charakteristik zdiva při předpínání a limitních hodnot předpětí při sanacích historických zděných konstrukcí“ a projektu FAST-S-11-4 „Stanovení krátkodobých a dlouhodobých deformačních charakteristik zdiva in situ“.

Literatura

[1] Bažant, Z. – Klusáček, L.: Záchovná oprava zámku v Drnovicích. [Sborník], konference WTA CZ „Sanace a rekonstrukce staveb“, Brno, 2005, s. 266-272.
[2] EN 1996-1-1 Eurokód 6: Navrhování zděných konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla pro vyztužené a nevyztužené zděné konstrukce. Český normalizační institut, 2007. 106 s.
[3] ČSN EN 1052-1 Zkušební metody pro zdivo – Část 1: Stanovení pevnosti v tlaku. ČSNI, 1999, 16 s.
[4] Ducháč, P. a kol.: Stanovení modulu pružnosti zdiva pomocí jednolanového napínacího lisu. [Sborník], sympozium „Sanace“, Brno, 2011, s. 178-183.
[5] ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí. Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. ČNI, 2006, 213 s.

Terzijski, I. – Klusáček, L. – Bažant, Z. – Strnad, J. – Ducháč, P. – Kratochvíl, M. – Volf, M. – Požár, M.:
Determination of Strain Properties of Masonry

The article analyzes the problems of the determination of strain properties of masonry and masonry structures. It has been found out that the techniques presented in relevant codes are only approximate. Moreover, they cannot be used as the background for masonry strengthening with prestressing. For this task, it is necessary to know the strain properties of masonry in the direction parallel to bed joints. With the help of real measurements on a masonry wall, the newly developed technique of the strain properties determination in the direction parallel to bed joints is presented. Finally, a new technique of the computation of the masonry modulus of elasticity is deduced.

Porovnání tepelně technických vlastností obkladových protipožárních desek

prof. Mgr. Jan TOMAN, DrSc.
Ing.Tomáš KORECKÝ
prof. Ing. Robert ČERNÝ, DrSc.
ČVUT v Praze – Fakulta stavební
Michal FRANK
Výzkumný ústav stavebních hmot, Brno

Článek popisuje měření tepelných vlastností kompozitních deskových materiálů, které byly předtím vystaveny vysokým teplotám. Pro experiment byly vybrány čtyři druhy materiálů.

Úvod

V dnešní době se často využívají deskové materiály jako obklady konstrukcí. Jde o dva základní efekty, které má obklad přinést:

– estetickou úpravu povrchu,
– ochranu konstrukce proti vnějším škodlivým vlivům, např. proti mechanickému, chemickému či fyzikálnímu namáhání. Ve stavební praxi se často používají obkladové desky pro zvýšení protipožární bezpečnosti.

Pro zlepšení mechanických vlastností se s výhodou používají kompozitní materiály. Aby se posoudila kvalita protipožární ochrany desek, bylo rozhodnuto sledovat jejich tepelně technické materiálové parametry[1], [2].

Materiálové vzorky

Z Výzkumného ústavu stavebních hmot Brno byly dodány vzorky čtyř deskových materiálů:

– Promatect, bílý kompozitní materiál tloušťky 3 cm;
– Fireboard, šedý kompozitní materiál, deska tloušťky 2,5 cm;
– Sádrokarton, růžový mat. na bázi sádry, deska tloušťky 1,2 cm;
– Fermacell, bílý materiál na bázi sádry, deska tloušťky 1,2 cm.

Jelikož jde o komerčně vyráběné materiály, jejich přesné složení a receptura je vlastnictvím firmy. Z těchto materiálů byly nařezány vzorky – z každého 16 čtvercových destiček o straně 7 cm.

Metody měření

Pro určení teplotní stability tepelně technických vlastností se provádělo měření na destičkách z dodaných materiálů přístrojem Izomet 2114, kterým je možno stanovit součinitele tepelné a teplotní vodivosti a objemovou tepelnou kapacitu (součin měrné tepelné kapacity s objemovou hmotností). A protože lze předpokládat, že struktura proměřovaných materiálů se bude částečně měnit s teplotou [1], [3], proměřovaly se tyto parametry po teplotních šocích, kterým se nejprve materiál vystavil.

Teploty pro teplotní namáhání byly určeny s ohledem na teoretické kritické teploty pro stabilitu betonů, tj. cca 470 ˚C (rozklad portlanditu) a cca 680 ˚C (rozklad hydrátů):

normální teplo . . . . . 25 ˚C
vysoušení . . . . . 110 ˚C
střední zahřátí . . . . . 250 ˚C
vyšší zahřátí – pod 1. kritickou teplotu . . . . . 450 ˚C
vyšší zahřátí – mezi 1. a 2. kritickou teplotou . . . . 650 ˚C
vysoké zahřátí – nad 2. kritickou teplotou . . . . . 750 ˚C
maximální teplotní namáhání . . . . . 1 000 ˚C

Popis měření

Měření probíhalo tak, že byly vytvořeny skupiny vzorků, aby se dal posoudit vliv postupného zvyšování teploty, tj. opakované teplotní namáhání či zahřátí přímo na vysokou teplotu (viz tabulky, v nichž je možno barevně odlišit teplotní namáhání u jednotlivých vzorků).

Další rozdíl byl ve výchozích podmínkách před vyšším teplotním namáháním: vzorky 1–8 byly předem vysušeny na 110 ˚C (u vzorků na bázi sádry pouze 70 ˚C) po dobu 7 dnů (do konstantní hmotnosti), skupina vzorků 9–16 byla teplotně namáhána přímo z ustálené vlhkosti. Po dobu vysoušení vzorků 1–8 byly vzorky 9–16 volně uloženy v laboratoři při teplotě cca 25 ˚C. Počáteční měření je u všech vzorků uváděno jako „nevysušené“.

Pro teplotní namáhání na určité teplotě byla vybraná skupina vložena do elektrické pece, zahřáta na danou teplotu a na ní setrváno 3 h. Potom bylo topení vypnuto a vzorky postupně v peci chladly. K měření tepelně technických vlastností došlo po vychladnutí vzorků na 30–25 ˚C.

Výsledky měření

Pro názornost uvádíme v tabulkovém zpracování (*tab. 1*) pouze výsledky měření jednoho materiálu. Měření na ostatních materiálech probíhala a byla zpracována obdobným způsobem. Záznamy o měření a podrobném zpracování všech proměřovaných vzorků jsou k dispozici u autorů článku. V tabulce jsou různým stínováním pro určité teploty označeny řádky zápisů podle toho, jak byl určitý vzorek teplotně namáhán. Naměřené hodnoty jsou zpracovány v editoru Excel.

Zpracování výsledků

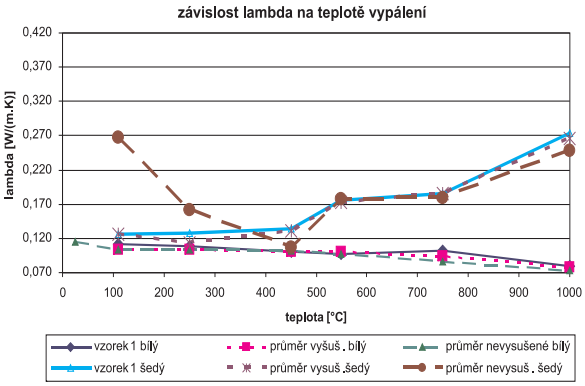
Změny jednotlivých proměřovaných veličin, tj. úbytek hmotnosti (M/M_p, přičemž M je hmotnost, M_p hmotnost počáteční), součinitel tepelné vodivosti (λ) a teplotní vodivosti (a), objemová tepelná kapacita ($\rho \cdot c$) a informativně měřená průměrná teplota vzorku při měření (T), naměřených na jednotlivých materiálových vzorcích, byly vyneseny do

Tab. 1. Záznam měření na materiálu Promatect

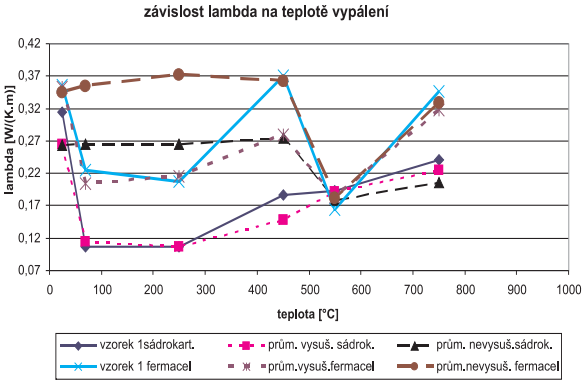
Vzorek		M g	$100.M/M_p$ %	λ $Wm^{-1}K^{-1}$	$c.\rho$ $JK^{-1}m^{-3}\cdot10E6$	a $m^2s^{-1}\cdot10E-6$	T °C
1	nevysušené	89,10	100,00				
	vysuseno na 110 °C	85,70	96,18	0,11	0,56	0,20	334,820
	3 h na 250 °C	86,20	96,75	0,11	0,58	0,19	
	3 h na 450 °C	83,20	93,38	0,10	0,57	0,18	334,280
	3 h na 550 °C	81,00	91,81	0,10	0,49	0,20	
	3 h na 750 °C	69,50	78,00	0,10	0,48	0,21	
	3 h na 1 000 °C	63,20	70,93	0,08	0,38	0,21	229,940
2	nevysušené	88,00	100,00				
	vysušeno na 110 °C	84,60	96,14	0,10	0,59	0,17	335,930
	3 h na 250 °C	85,20	96,82	0,10	0,54	0,19	332,560
3	nevysušené CTT	87,00	100,00				
	vysušeno na 110 °C	84,20	96,78	0,10	0,60	0,17	
	3 h na 450 °C	81,50	93,68	0,10	0,57	0,17	332,950
4	nevysušené	90,20	100,00				
	vysušeno na 110 °C	87,20	96,67	0,11	0,56	0,20	
	3 h na 550 °C	83,30	92,35	0,11	0,50	0,21	
5	nevysušené	89,00	100,00				
	vysušeno na 110 °C	85,90	96,52	0,10	0,56	0,18	336,310
	3 h na 750 °C	75,70	85,06	0,10	0,53	0,19	
6	nevysušené	89,00	100,00				
	vysušeno na 110 °C	86,00	96,63	0,11	0,55	0,19	335,990
	3 h na 1 000 °C	63,60	71,46	0,08	0,39	0,21	229,310
7	nevysušené	86,90	100,00				
	vysušeno na 110 °C	83,60	96,20	0,10	0,62	0,17	336,030
	3 h na 250 °C	84,30	97,01	0,10	0,60	0,17	330,320
	3 h na 550 °C	80,20	92,29	0,11	0,56	0,19	
8	nevysušené	89,60	100,00				
	vysušeno na 110 °C	86,60	96,65	0,10	0,61	0,17	335,920
	3 h na 450 °C	84,10	93,86	0,10	0,56	0,18	334,030
	3 h na 750 °C	75,80	84,60	0,08	0,38	0,22	
	3 h na 1 000 °C	63,50	71,09	0,07	0,34	0,22	228,180
9	nevysušené	89,30	100,00				
	nesušené	89,00	99,66	0,12	0,67	0,18	229,940
	3 h na 250 °C	86,30	96,64	0,11	0,55	0,19	331,530
10	nevysušené	88,10	100,00				
	nesušené	87,80	99,66	0,11	0,59	0,19	
	3 h na 450 °C	83,30	94,55	0,12	0,56	0,22	332,380
11	nevysušené	88,80	100,00				
	nesušené	88,60	99,77	0,11	0,63	0,18	
	3 h na 550 °C	81,80	92,12	0,10	0,51	0,20	
12	nevysušené	88,00	100,00				
	nesušené	87,70	99,77	0,11	0,61	0,19	333,310
	3 hod. na 750°C	70,80	80,55	0,08	0,38	0,22	
13	nevysušené	88,11	100,00				
	nesušené	87,80	99,66	0,11	0,59	0,19	
	3 hod. na 1000°C	Vzorek se rozpadl					
14	nevysušené	86,50	100,00				
	nesušené	86,30	99,77	0,120	0,604	0,198	229,78
	3 h na 250 °C	84,10	97,23	0,103	0,608	0,170	229,11
	3 h na 550 °C	79,60	92,02	0,096	0,408	0,199	
15	nevysušené	89,70	100,00				
	nesušené	89,30	99,55	0,116	0,611	0,190	333,38
	3 h na 450 °C	84,80	94,54	0,102	0,590	0,173	335,45
	3 h na 750 °C	68,30	76,14	0,068	0,365	0,185	
16	nevysušené	91,00	100,00				
	nesušené	90,70	99,67	0,119	0,615	0,193	
	3 h na 1 000 °C	64,50	70,88	0,082	0,382	0,213	228,88

grafů v závislosti na teplotě vypálení. Z těchto grafů je velmi dobře vidět, jaké trvalé změny jednotlivých veličin (vlastností) teplotní zatížení materiálů způsobí.

Pro názornost uvádíme pouze grafické zpracování závislosti součinitele tepelné vodivosti λ na teplotě vypálení pro materiály Promatect a Fireboard (*obr. 1*) a pro materiály na bázi sádry, tj. Farmacell a Sádrokarton-Rigibs (*obr. 2*). Stejným způsobem byly vyhodnoceny ostatní veličiny.



Obr. 1. Promatect-bílý, Fireboard-šedý



Obr. 2. Sádrokarton-Rigibs, Fermacel

Diskuze

Porovnáním grafů můžeme konstatovat, že součinitel tepelné vodivosti materiálu Promatect je poměrně stabilní s mírně klesající tendencí a jsou nepatrné rozdíly jeho hodnot v závislosti na počátečních podmínkách, ve kterých se začal materiál sledovat.

Proti tomu Fireboard vykazoval silněji stoupající tendenci v nárůstu hodnot součinitele tepelné vodivosti s nárůstem vypalovací teploty. Byl zde pozorován větší vliv počátečního vysušení, tedy vliv vlhkosti u nevysušených vzorků na součinitel tepelné vodivosti.

Podle očekávání se měřením prokázalo, že deskové materiály na bázi sádry Sádrokarton-Rigibs a Fermacell nemají dostatečnou strukturální stabilitu při vysokých teplotách (vzorky se rozpadaly při teplotách kolem 800 °C). Proto, i když při nižších teplotách naměřené tepelně technické parametry celkem vyhovují, z hlediska protipožární ochrany jsou výhodnější desky Promatect a Fireboard na bázi kompozitů.

Porovnáváme-li grafy relativního úbytku hmotnosti, můžeme konstatovat, že pro nižší teploty (do 500 °C) je stabilnější matriál Promatect, ale změny při vysokých teplotách jsou větší než u Fireboardu.

Při sledování součinitele teplotní vodivosti a objemové tepelné kapacity obou materiálů opět můžeme vidět, že určitý zlom nastává kolem 500 °C. Zajímavá je celková tendence poklesu objemové tepelné kapacity u Promatectu, kdežto u Fireboardu se pozoroval její mírný nárůst.

Jednoznačně se však ukázalo, že u předem vysušených materiálů je u všech sledovaných veličin menší rozptyl naměřených hodnot.

Závěr

Na základě získaných výsledků je možné konstatovat, že pokud jde o hodnocení tepelně technických materiálových parametrů, jsou oba kompozitní materiály porovnatelné a mají výhodu před materiály na bázi sádry ve větší strukturální stabilitě.

Snad jen to, že součinitel tepelné vodivosti byl naměřen u bílého materiálu Promatect nepatrně nižší a i celkové strukturální stabilita byla u tohoto materiálu pozorována lepší (i vizuální estetický dojem), dává důvod k tomu, že použití desek z tohoto materiálu jako protipožárních obkladů je výhodnější.

Článek vznikl za podpory projektu č. FR-TI1/216 MPO.

Literatura

[1] Toman, J.: Vliv teploty a vlhkosti na fyzikální parametry stavebních materiálů. [Dizertace DrSc.], ČVUT Praha, 1992.
[2] Carslaw, S. – Jaeger, C.: Conduction of Heat in Solids. Clarendon Press. Oxford, 1959.
[3] Krempaský, J.: Meranie termofyzikálných veličin. SAV Bratislava, 1969.

Toman, J. – Korecký, T. – Černý, R. – Frank, M.: Comparison of Thermal Technical Characteristics of Fire-Protection Cladding Panels

The article describes the measurement of thermal characteristics of materials for composite boards which were exposed to high temperatures. Four types of materials were selected for the experiment.

Vliv obsahu pórovitého kameniva na pevnostní a přetvárné charakteristiky betonu

Ing. Barbara KUCHARCZYKOVÁ, Ph.D.
Ing. Petr DANĚK, Ph.D.
Ing. Ladislav BARÁK
Ing. Ondřej POSPÍCHAL
Ing. Dalibor KOCÁB
VUT v Brně – Fakulta stavební

Článek navazuje na příspěvek věnovaný vlivu obsahu pórovitého kameniva na objemové změny betonu [1]. Experimentální měření byla provedena s cílem stanovit vliv obsahu pórovitého kameniva na fyzikálně-mechanické vlastnosti vyrobených betonů, které se lišily pouze objemem a typem hrubého kameniva frakce 4–8 mm.

Úvod

V posledních letech se stále častěji setkáváme s otázkou využití pórovitého kameniva v konstrukční praxi. Jednou z intenzivně se rozvíjejících oblastí je použití pórovitého kameniva jako prostředku pro vnitřní ošetřování betonu. Existuje řada studií a výzkumů, které potvrdily pozitivní účinky přítomnosti vodou nasyceného pórovitého kameniva na výsledný průběh objemových změn vyrobeného betonu, viz např. [2]-[5]. Je však nutné poznamenat, že přítomnost pórovitého kameniva malých pevností a modulů pružnosti může negativně ovlivňovat zejména pevnostní a přetvárné vlastnosti výsledného betonu. Tým autorů se proto zaměřil na komplexní posouzení vlivu obsahu pórovitého kameniva, tzn. posouzení míry přínosu kameniva v oblasti objemových změn betonu [1] a dopadu na ostatní fyzikálně-mechanické vlastnosti výsledného kompozitu. Předmětem současného světového vývoje je nalezení optimální dávky pórovitého kameniva, která by přinesla obecné zvýšení užitných vlastností cementového kompozitu.

Experimentální část

Cílem experimentů bylo určení fyzikálně-mechanických vlastností, deformačních diagramů a stanovení skutečné hodnoty Poissonova součinitele během zatěžování v tlaku betonů s různým objemem pórovitého kameniva.

Složení čerstvých betonů

Čerstvé betony byly připraveny z pórovitého kameniva typu keramzit Liapor CZ/4–8/600 (rok dodání 2010), přírodního hutného těženého kameniva frakce 4–8 mm (HTK Tovačov), drobného těženého 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. Celkem byly vyrobeny tři betony označené LC100, LC50 a OC. Podrobná specifikace a složení jednotlivých betonů jsou uvedeny v [1].

Zkušební tělesa, zkušební zařízení, postup měření

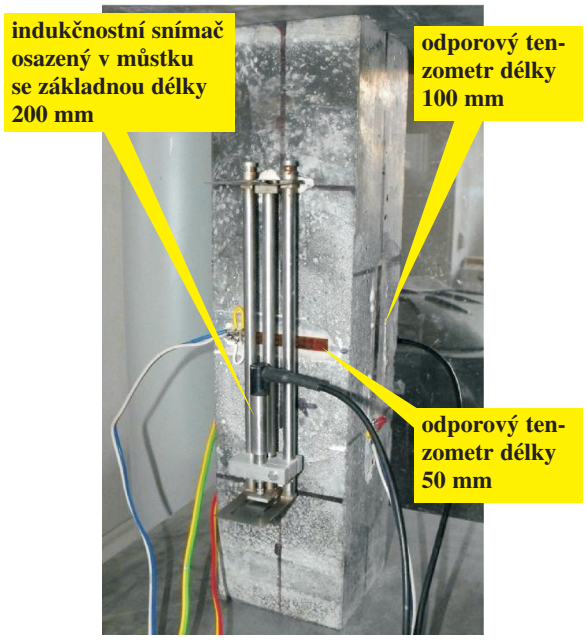
Pro účely stanovení sledovaných parametrů byla vyrobena zkušební tělesa ve tvaru krychlí o hraně 150 mm a hranolů o rozměrech 100×100×400 mm. Krychle byly použity pro stanovení pevnosti v dostředném tlaku a příčném tahu, hranoly pak sloužily k určení hodnot modulů pružnosti v tlaku a stanovení deformačních diagramů betonů zatěžovaných dostředným tlakem. Všechny zkoušky byly provedeny pomocí hydraulického lisu FORM+TEST ALPHA 3-3000 se zatěžovacím rozsahem 3 000 kN.

Hodnoty objemových hmotností, pevností v tlaku, příčném tahu a modulů pružnosti v tlaku byly stanoveny v souladu s postupy uvedenými v ČSN EN 12390-3, 6, 7 a ČSN ISO 6784 [6]-[9]. Pro účely stanovení pracovních/deformačních diagramů betonů v tlaku nejsou jednotné předpisy, a proto bylo nutné předepsat zatěžovací režim tak, aby bylo možno co nejlépe zachytit celkový průběh deformací v závislosti na vývoji zatížení. Jako podklad pro sestavení zatěžovacího schématu sloužil zkušební postup uvedený v již neplatné normě pro stanovení modulu pružnosti a přetvárnosti betonu v tlaku [10], jehož princip spočívá v plynulém zatěžování a odtěžování zkušebních těles v lisu až do okamžiku porušení. Modifikace tohoto postupu spočívala v úpravě rychlosti zatěžování a celkových „čekacích dob“ na jednotlivých zatěžovacích stupních. Za účelem zaznamenání vlivu cyklického zatěžování a odtěžování vzorků na konečný tvar deformačních diagramů byl na doprovodné sadě zkušebních trámců stanoven deformační diagram získaný plynulým zatěžováním trámců až do okamžiku jejich porušení. Rychlost zatěžování byla v obou případech stejná a odpovídala rychlosti přírůstku síly 2 kN/s.

Dolní hodnota zatížení u vzorků postupně zatěžovaných a odtěžovaných byla u všech zkoušených betonů nastavena na hodnotu 5 kN. Tato hodnota zatížení odpovídá základnímu napětí 0,5 MPa, které předepisuje současná norma pro stanovení modulu pružnosti betonu v tlaku [4]. Další zatěžovací stupně pak byly odvozeny z hranolové pevnosti určené na doprovodné sadě zkušebních těles, přičemž samotné zatěžování postupovalo po 10 % zjištěné hranolové pevnosti. Na každém zatěžovacím stupni se pak po dobu 60 s udržovala konstantní hodnota síly. Zatěžování a odtěžování zkušebních těles probíhalo plynule při konstantní rychlosti zatěžování až do okamžiku jejich porušení.

Uspořádání tlakových zkoušek pro vytvoření deformačních diagramů bylo zvoleno tak, aby byl umožněn kontinuální záznam jak podélných a příčných deformací, tak i zatěžovací síly. Pro stanovení podélných deformací byly použity odporové a indukčnostní snímače upevněné vždy na protějších stranách zkušebního tělesa, přičemž hodnoty příčných deformací byly snímány pomocí odporových tenzometrů umístěných napříč stran tělesa, na nichž byly podélně

připevněny indukčnostní snímače (*obr. 1*). Zatěžovací síla byla snímána přímo z tlakového snímače zkušebního lisu. Všechny použité snímače pak byly zapojeny do datové ústředny Spider 8, která společně s notebookem umožňovala sledovat celý průběh zkoušky. Frekvence záznamu dat 10 Hz byla zvolena jednak s ohledem na zachycení dostatečného množství dat pro sestrojení deformačních diagramů a jednak s ohledem na celkovou délku experimentu.

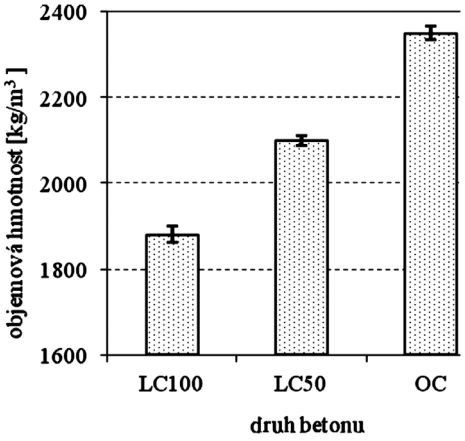


Obr. 1. Rozmístění snímačů deformací u zkoušek deformačních diagramů

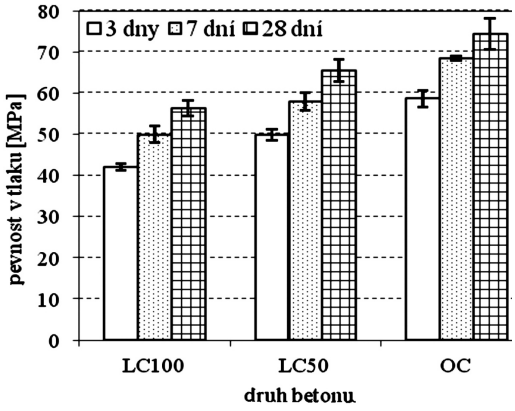
Vybrané výsledky

Z provedených experimentů byly získány hodnoty objemové hmotnosti (ρ), pevnosti v tlaku (f_c), pevnosti v příčném tahu (f_{ct}) a hodnoty modulu pružnosti v tlaku (E_c) stanovené zpravidla ve stáří 3,7 a 28 dní. Dále byly zpracovány deformační diagramy betonu získané z plynulého a cyklického zatěžování zkušebních těles v tlaku ve stáří 7 dní. Volba stáří betonu 7 dní vyplynula z požadavků praxe, kdy v tomto období je zpravidla plánováno vnášení předpětí v případě realizací předpjatých betonových konstrukcí.

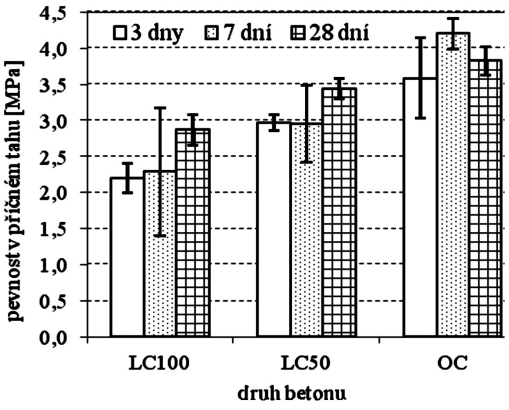
Výsledné hodnoty fyzikálně-mechanických vlastností byly zpracovány graficky a jsou znázorněny na *obr. 2* až *obr. 5*. Na *obr. 6* a v *tab. 1* je pak graficky a číselně vyjádřen vliv



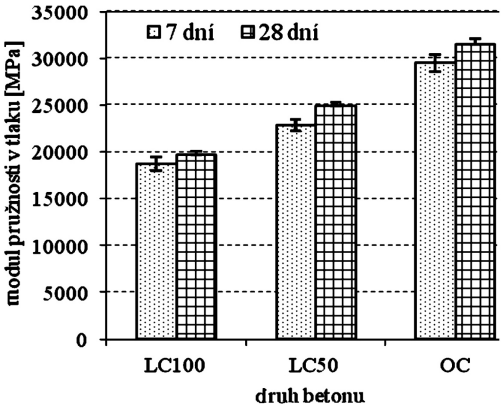
Obr. 2. Objemová hmotnost



Obr. 3. Pevnost v tlaku



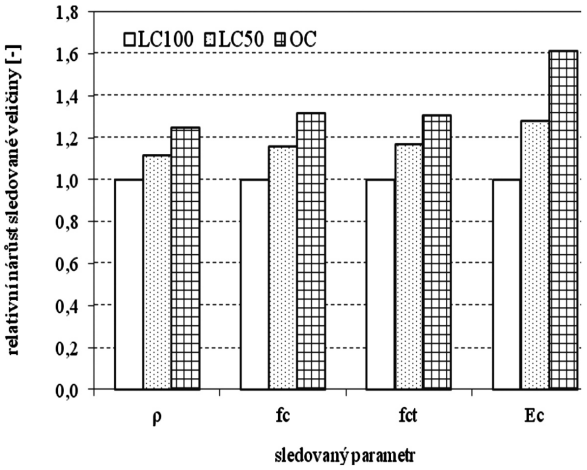
Obr. 4. Pevnost v příčném tahu



Obr. 5. Modul pružnosti v tlaku

objemu pórovitého kameniva ve struktuře betonu na sledované parametry. Jako srovnávací byl uvažován beton LC100, který obsahoval 100 % pórovitého kameniva frakce 4–8 mm.

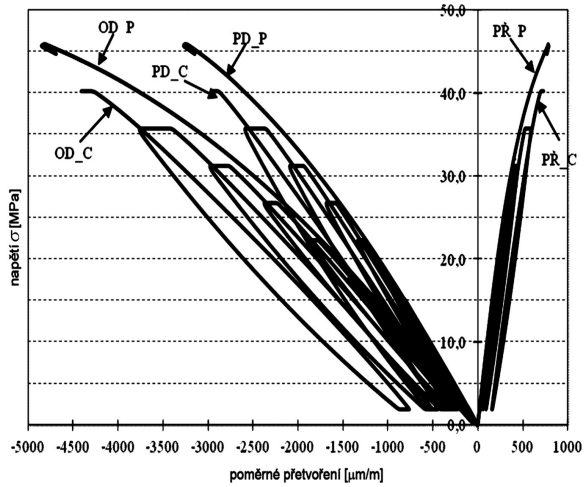
Výsledný průběh deformačních diagramů byl zpracován graficky a je zobrazen v *obr. 7* až *obr. 9*. Na *obr. 10* je pak vývoj hodnoty Poissonova součinitele v závislosti na aktuální hodnotě napětí. Tento výsledek byl získán plynulým zatěžováním zkušebních těles v tlaku rychlostí 2 kN/s. Vliv cyklického zatěžování na konečné hodnoty poměrných přetvoření a napětí je pak shrnutý v *tab. 2*, kde jsou porovnány maximální hodnoty napětí a poměrných přetvoření získaných plynulým a cyklickým zatěžováním, přičemž jako porovnávací parametr byly zvoleny hodnoty poměrných přetvoření a napětí získaných plynulým zatěžováním zkušebních těles.



Obr. 6. Relativní nárůst hodnot sledovaných charakteristik ztvrdlého betonu ve stáří 28 dní (LC100 = 1)

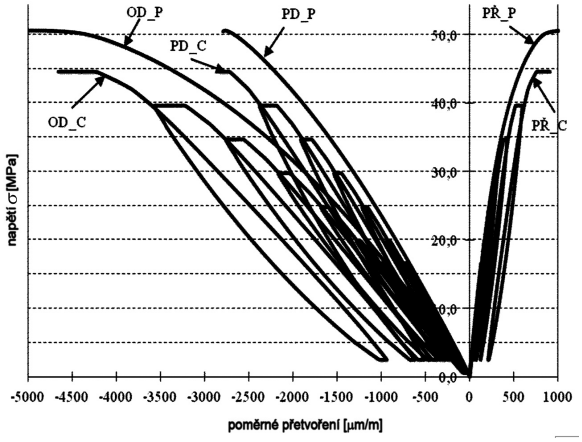
Tab. 1. Relativní nárůst hodnot sledovaných parametrů ztvrdlého betonu – stáří 28 dní

typ betonu	stáří 28 dní			
	ρ [kg/m^3]	f_c	f_{ct}	E_c
		[MPa]		
LC100	1880	56,5	2,9	19500
LC50	2100	65,5	3,4	25000
OC	2350	74,4	3,8	31500
porovnání LC100 a LC50 (LC100 = 1)	1,12	1,16	1,17	1,28
porovnání LC100 a OC (LC100 = 1)	1,25	1,32	1,31	1,62



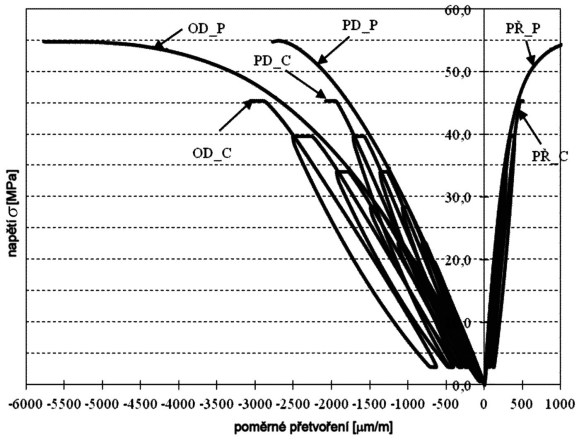
Legenda:
PD_P…podélná deformace – plynulé zatěžování
PŘ_P…příčná deformace – plynulé zatěžování
OD_P…objemová deformace – plynulé zatěžování
PD_C…podélná deformace – cyklické zatěžování
PŘ_C…příčná deformace – cyklické zatěžování
OD_C…objemová deformace – cyklické zatěžování

Obr. 7. Deformační diagramy – LC100



Legenda:
PD_P…podélná deformace – plynulé zatěžování
PŘ_P…příčná deformace – plynulé zatěžování
OD_P…objemová deformace – plynulé zatěžování
PD_C…podélná deformace – cyklické zatěžování
PŘ_C…příčná deformace – cyklické zatěžování
OD_C…objemová deformace – cyklické zatěžování

Obr. 8. Deformační diagramy – LC50

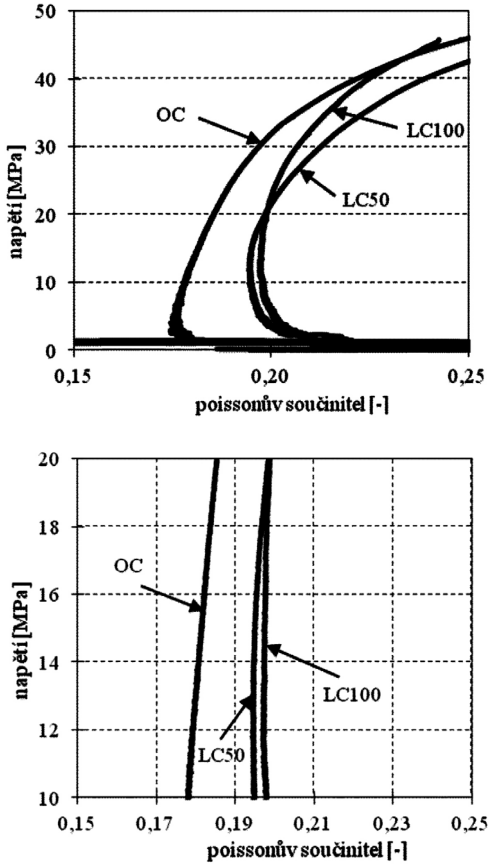


Legenda:
PD_P…podélná deformace – plynulé zatěžování
PŘ_P…příčná deformace – plynulé zatěžování
OD_P…objemová deformace – plynulé zatěžování
PD_C…podélná deformace – cyklické zatěžování
PŘ_C…příčná deformace – cyklické zatěžování
OD_C…objemová deformace – cyklické zatěžování

Obr. 8. Deformační diagramy – OC

Shrnutí a závěry

- Byly vyrobeny tři betony označené jako LC100, LC50 a OC [1].
- Z *obr. 2* až *obr. 5* je patrný vliv objemu pórovitého kameniva na výsledné fyzikálně-mechanické vlastnosti a jejich vývoj v průběhu zrání betonu. Obecně lze říci, že se zvyšujícím se množstvím hutného hrubého kameniva se zvyšují hodnoty objemových hmotností, pevností a modulu pružnosti.
- Jak je vidět z *obr. 6* a *tab. 1*, některé vlastnosti jsou na použitý typ kameniva citlivější. U námi sledovaných parametrů se nejvíce vliv objemu a druhu hrubého kameniva projevil na hodnotě modulu pružnosti, kde byl zaznamenán nárůst tohoto parametru u betonu OC (obsahuje výhradně hrubé hutné kamenivo) v porovnání s betonem LC100 (obsahuje výhradně hrubé pórovité kamenivo) až o 60 %.



Obr. 10. Vývoj Poissonova součinitele během zatěžování zkušebních těles v tlaku – vpravo detail počáteční oblasti deformačních diagramů

Tab. 2. Porovnání maximálních hodnot deformací a napětí při plynulém a cyklickém zatěžování

Způsob zatěžování	LC100			
	podélná deformace	příčná deformace	objemová deformace	napětí
plynulé zatěžování	–3256	784	–4823	46
cyklování	–2997	755	–4506	40
porovnání (**plynulé zatěžování = 1**)	**0,92**	**0,96**	**0,93**	**0,87**
Způsob zatěžování	LC50			
	podélná deformace	příčná deformace	objemová deformace	napětí
plynulé zatěžování	–2765	1 105	–4974	51
cyklování	–2866	977	–4820	45
porovnání (**plynulé zatěžování = 1**)	**1,04**	**0,88**	**0,96**	**0,88**
Způsob zatěžování	OC			
	podélná deformace	příčná deformace	objemová deformace	napětí
plynulé zatěžování	–2665	1 553	–5771	55
cyklování	–2076	505	–3086	45
porovnání (**plynulé zatěžování = 1**)	**0,78**	**0,33**	**0,53**	**0,83**

- Ze získaných deformačních diagramů lze u betonů obsahujících pórovité kamenivo pozorovat lepší elastickou kompatibilitu, lze říci, že tyto betony jsou méně náchylné na cyklické zatěžování, což lze pozorovat z *obr. 7*, *8* a *tab. 2*, jsou schopny v porovnání s obyčejným betonem lépe odolávat vzniklým deformacím. Pokud pak jde o vliv cyklického zatěžování na konečnou hodnotu pevnosti, pak lze říci, že nebyl pozorován významný rozdíl mezi zkoušenými betony, pokles pevnosti se pohyboval mezi 12–17 %.
- *Obrázek 10* pak velmi dobře ilustruje vývoj hodnoty Poissonova součinitele v pružné oblasti zatěžovaného betonu a je zřejmé, že přítomnost pórovitého kameniva zvyšuje hodnotu Poissonova poměru.
- Na základě dosažených výsledků lze konstatovat, že tvar deformačního diagramu je u některých typů betonů silně závislý na způsobu zatěžování zkušebních těles a je tedy nutné při jeho vytváření zohlednit jak konkrétní složení betonu (zejména velikost zrna a druh kameniva), tak i reálné podmínky, které mohou nastat při zabudování betonu do konstrukce.

Článek vznikl za podpory projektu 103/09/P057 GA ČR a projektu MSM0021630511.

Literatura

[1] Kucharczyková, B. – Daněk, P. – Barák, L. – Pospíchal, O. – Misák, P.: Vliv obsahu pórovitého kameniva na objemové změny betonu. Stavební obzor, **10**, 2011, č. 10, s. 302-304.
[2] 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), p. 427-437, 2009.
[3] 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), 2006, pp. 134-137.
[4] 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.
[5] Briatka, P. – Makýš, P.: Ošetrovanie čerstvého betónu – 3. Nasiaknuté ľahké kamenivo. Beton TKS 3/2010.
[6] ČSN EN 12390-3 Zkoušení ztvrdlého betonu – část 3: Pevnost v tlaku. ÚNMZ, 2009.
[7] ČSN EN 12390-6 Zkoušení ztvrdlého betonu – část 6: Pevnost v příčném tahu zkušebních těles. ÚNMZ, 2010.
[8] ČSN EN 12390-7 Zkoušení ztvrdlého betonu – část 7: Objemová hmotnost ztvrdlého betonu. ÚNMZ, 2009.
[9] ČSN ISO 6784 Beton. Stanovené statického modulu pružnosti v tlaku. ÚNM, 1993.
[10] ČSN 731319 Stanovení modulu pružnosti a přetvárnosti betonu. ÚNM, 1969.

Kucharczyková, B. – Daněk, P. – Barák, L. – Pospíchal, O. – Kocáb, D.: The Influence of Porous Aggregate Contents on Strength and Deformation Characteristics of Concrete

By its content, the paper is closely connected to the article "The Influence of Porous Aggregate Contents on the Volume Changes of Concrete" [1]. The aim of the experimental measurements was to determine the influence of the porous aggregate content on the physico-mechanical characteristics of manufactured concretes which differ only by the volume and type of the coarse aggregate of the 4-8 mm fraction.

Nestacionární přímé měření tepelně-technických charakteristik stavebních materiálů

prof. Ing. Jiří VALA, CSc.
prof. RNDr. Ing. Stanislav ŠŤASTNÍK, CSc.
Ing. Daniel KOPKÁNĚ
Ing. Jaroslav NOVÁČEK
VUT v Brně – Fakulta stavební

Tradiční stacionární metody měření základních tepelně-technických charakteristik stavebních materiálů, jmenovitě tepelné vodivosti a tepelné kapacity, jsou téměř nepoužitelné u materiálů vlhkých, u tuhnoucích pojivových směsí, stejně jako u moderních izolačních materiálů využívajících skupenských přeměn. Na principu „horkého drátu" lze sestavit levné a přímé měřicí zařízení, otevřené i analýze nejistot měření. Jde o jednoduché uspořádání s řízeným generováním tepelného toku do vrstevnaté struktury. Teplotní údaje jsou zpracovány netriviálním výpočtovým přístupem, vycházejícím ze semianalytického řešení počátečních a okrajových problémů pro příslušné diferenciální rovnice přenosu tepla. Numerická diskretizace využívá techniky hermitovských konečných prvků pro pole teploty a jeho gradient v euklidovském prostoru a Crankova-Nicholsonové diferenčního schématu v čase. Žádané materiálové charakteristiky jsou výstupem optimalizace nejmenšími čtverci, podporované iteračním algoritmem Newtonova typu.

Úvod

Komplexní analýza tepelně-mechanického chování staveb vyžaduje kromě posouzení jejich statické a dynamické odezvy na působení vnějších a vnitřních zatížení rovněž řádnou analýzu fyzikálních procesů souvisejících s přenosem tepla, prouděním vzduchu a šířením vlhkosti. V literatuře se pro ni vžila anglická zkratka HAM (Heat, Air and Moisture) v nosných konstrukcích, ve (většinou pórovitých) izolačních vrstvách vynucovaný kvaziperiodickými (denními a ročními) klimatickými změnami. Pórovitá struktura materiálů poskytuje vhodné prostředí pro toky plynů i kapalin ve většině stavebních materiálů. Tato analýza, jejímž základem jsou principy klasické termodynamiky, využívající dostupné informace o mikrostruktuře materiálu, vede na makroskopické úrovni k formulaci zákonů zachování hmotnosti, (lineární a úhlové) hybnosti a energie (případně entalpie). Taková formulace může zahrnovat i skupenské změny, mj. změny uplatňující se u některých moderních materiálů pro izolační vrstvy, označovaných jako PCM (Phase Change Materials) či změny vyvolané chemickými reakcemi v tuhnoucích silikátových směsích, zejména v rané fázi tuhnutí betonu, s cílem řízení objemových změn za účelem prevence tahových napětí a následného vytváření zón mikroskopického i makroskopického porušení. Výsledná soustava parciálních diferenciálních (případně integrálních) evolučních rovnic s neznámými poli teploty, vlhkosti, posunutí atd., opatřená adekvátními počátečními a okrajovými podmínkami, musí být doplněna souborem (algebraických nebo diferenciálních) konstitutivních vztahů. Jak matematická analýza, tak navrhování robustních a efektivních výpočetních algoritmů pro sestavování posloupností přibližných řešení, skrývají nicméně řadu otevřených, obtížných i (z více pohledů) zajímavých problémů.

Kvalita predikce termodynamického chování stavebních materiálů i celých konstrukcí je podmíněna realistickým nastavením materiálových charakteristik, jehož podklad tvoří laboratorní měření a numerické simulace. Odpovídající inverzní matematické problémy bývají typicky nekorektně formulované (ill-posed) a nestabilní, vyžadující dodatečnou regularizaci, diskutovanou v [5]; tato skutečnost je motivací pro pečlivou přípravu experimentů za velmi speciálních, avšak reálných podmínek. Ukážeme, že i nedestruktivní identifikace základních tepelně-technických charakteristik vzorku stavebního materiálu, který lze považovat makroskopicky za homogenní a izotropní, představuje obecně vážný problém, zahrnující matematické úvahy a iterační výpočtové procedury. Nadále budeme pracovat s metodou nejmenších čtverců pro parabolické rovnice, zavedenou v [2]. V literatuře se můžeme setkat i s dalšími alternativními optimalizačními přístupy – deterministickými, evolučními, stochastickými, hybridními apod., jejichž rozsáhlé přehledy lze najít v [3] a [12].

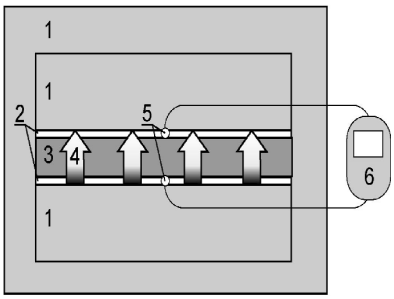
Vývoj teploty ve vzorku materiálu (obdobně jako v celém stavebním objektu) je podmíněn následujícími tepelně-technickými charakteristikami, uvedenými v českých i evropských technických normách a předpisech, jež budeme pro jednoduchost (přinejmenším v jistém rozpětí teplot) považovat za konstantní: tepelnou vodivostí λ (rozhodující pro tepelně izolační schopnost materiálu) a tepelnou kapacitou c (charakterizující jeho tepelně akumulační schopnost), případně $\kappa = \rho.c$, kde ρ je hustota materiálu. Poněvadž ρ lze zjistit snadno, je cílem identifikace nastavit správně λ a c a odhadnout nejistotu tohoto nastavení. Stacionární měření λ a c neposkytují s ohledem na požadovaný čas měření spolehlivé výsledky. Nestacionární (finančně náročná) měřicí zařízení potřebují soubory kalibračních materiálů. Oba tyto přístupy vymezují zpravidla přesnou velikost a tvar vzorku a podmínky měření, čímž je jejich využitelnost pro neklasické materiály značně omezena. Snahy o vývoj alternativních nestacionárních postupů pro identifikaci λ a c v technické fyzice i v různých inženýrských disciplínách (známých v anglicky psané literatuře jako "frequency-domain method", "step-heating method", "hot-strip / hot-wire method", "infra-red photography approach" apod., většinou dosud bez širší odbornou veřejností užívaných českých ekvivalentů), dokumentují [1] a [4]. Přímé levné měřicí zařízení, navržené a realizované na FAST VUT v Brně, vychází z metody „horkého drátu", podpořené netriviální původní matematickou analýzou a originálním softwarem v jazyku MATLAB.

Měřicí zařízení

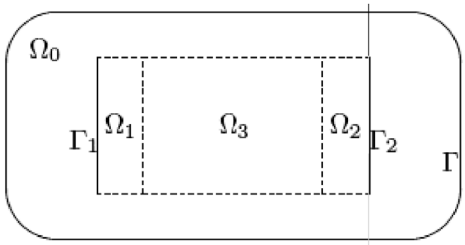
Zmiňované zařízení sestává z masivní (např. z pěnového polystyrénu) izolační vrstvy Ω_0, dvou dobře tepelně vodi-

vých kovových (např. hliníkových) desek Ω_1 a Ω_2 a ze vzorku materiálu Ω_3, jehož tepelně-technické charakteristiky nejsou apriorně známy.

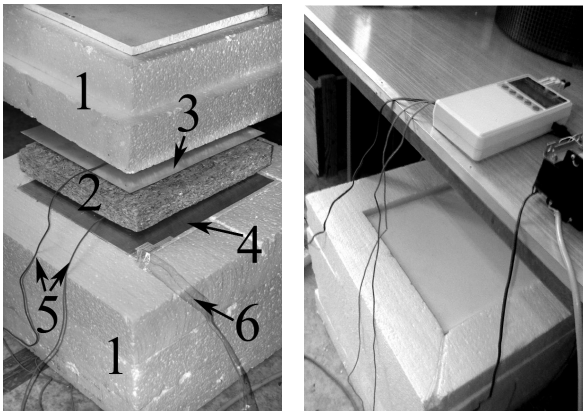
Všechna Ω_i s $i \in \{0, 1, 2, 3\}$ mohou být považována za oblasti v reálném euklidovském prostoru R^3 s hranicemi $\partial\Omega_i$; jako neprázdné jsou přitom brány pouze průniky $\partial\Omega_i$ s $\partial\Omega_j$ pro dvojice $(i, j) \in \{(0, 1), (0, 2), (0, 3), (1, 2), (1, 3)\}$, přičemž $\partial\Omega_i$ s $i \in \{1, 2, 3\}$ (jako vnitřní kontakty) patří $\partial\Omega_0$, jež obsahuje navíc kompletní vnější hranici Γ v R^3. Řízené tepelné toky jsou generovány na Γ_1, což je část průniku $\partial\Omega_1$ s $\partial\Omega_0$. Teplota vně měřicí soustavy, a tedy i na Γ, je považována za konstantní. Vývoj teploty v čase je zaznamenáván současně na Γ_1 i na Γ_2, což je část průniku $\partial\Omega_2$ s $\partial\Omega_0$. Základní princip měření ilustruje *obr. 1*. Idealizovanou geometrickou konfiguraci soustavy potřebnou se zvýrazněnou vnější hranicí Γ a vnitřními kontakty s teplotními čidly Γ_1 i na Γ_2 ukazuje *obr. 2*, měřicí zařízení realizované na FAST VUT v Brně během měření a po rozebrání *obr. 3*. Pro měření masivních částí staveb in situ lze Ω_2 (včetně příslušných teplotních čidel) odstranit; podrobnosti tohoto alternativního řešení jsou popsány v [10].



Obr. 1. Princip měřicí soustavy
1 – izolační vrstvy, *2* – kovové desky, *3* – měřený vzorek, *4* – elektricky generované tepelné toky, *5* – teplotní čidla, *6* – záznamník průběhu teplot obou kovových desek



Obr. 2. Geometrická idealizace měřicí soustavy používaná pro výpočtové simulace



Obr. 3. Měřicí zařízení (viz popis pod obr. 1)

Počátky vývoje původního měřicího zařízení uvedeného typu na FAST VUT v Brně dokumentuje [8]. Matematické zázemí [9], vycházející z upravené semianalytické Fourierovy metody řešení nestacionární rovnice vedení tepla, opatřené okrajovými podmínkami Dirichletova i Neumannova typu (obdobně [4]), nevedla nicméně ke konstrukci dostatečně rychlého, stabilního a účinného algoritmu pro identifikaci λ a c; praktické výpočty tak zůstaly poplatné jednorozměrnému zjednodušení. Revidovaný přístup, jehož matematická podstata byla prezentována v [9], v maximálně možné míře odstraňuje nebo preeliminuje okrajové podmínky Neumannova typu, čímž se vyhýbá řadě známých obtíží inverzní analýzy.

Výpočtová podpora

Pro jednoduchost – obdobně jako v [11] – uvažujme jedinou oblast Ω v R^3 s hranicí $\partial\Omega$: na její části Γ nechť je předepsána Dirichletova nehomogenní okrajová podmínka v libovolném čase $t \geq 0$ ve tvaru

$$T = T_x ,$$

kde symbol T_x odkazuje na hodnoty teploty zaznamenávané v čase (prakticky ve vybraných diskrétních časech), přičemž na zbytku Θ hranice $\partial\Omega$ je obdobně předepsána Neumannova okrajová podmínka

$$\text{grad}\, T \cdot \nu = p$$

se známými tepelnými toky p a vnější jednotkovou normálou ν k $\partial\Omega$. Používáme-li tečku pro označení parciálních derivací podle t a označení skalárních součinů $(.,.)$ v Lebesguově prostoru $L^2(\Omega)$, analogicky rovněž $\langle .,. \rangle_D$ v $L^2(\Gamma)$ a $\langle .,. \rangle_N$ v $L^2(\Theta)$, můžeme integrální rovnici nestacionárního vedení tepla, zahrnující obojí okrajové podmínky, zapsat jako

$$a^{-1}(\Phi, \dot{T}) - B(\Phi, T) = G(\Phi) \qquad (1)$$

pro libovolné Φ z podprostoru Sobolevova prostoru $W^{1,2}(\Omega)$ funkcí splňujících podmínku $\Phi = 0$ na Γ. Mimoto jsme použili označení $a = \lambda/\kappa$, $b = 1/\lambda$ a

$$B(\Phi, T) = (\text{div grad}\Phi, T) - \langle \text{grad}\, \Phi \cdot \nu, T \rangle ,$$

$$G(\Phi) = b \langle \Phi, p \rangle_N - \langle \text{grad}\, \Phi \cdot \nu, T \rangle_D , .$$

Ideální cíl představuje nalezení takové teploty T v prostoru $W^{1,2}(\Omega)$, že

$$\text{grad}\, T \cdot \nu = q,$$

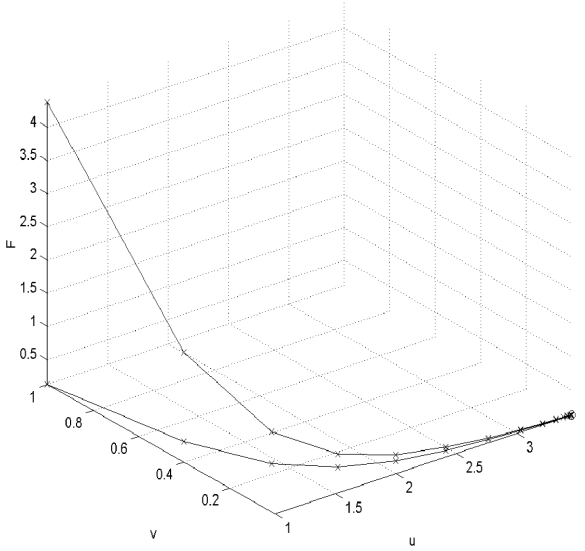
jsou-li tepelné toky q předepsány rovněž na Γ. Tato podmínka není redundantní – a a b, odvozené z λ a c, jsou totiž dosud neznámé parametry. Reálným požadavkem, opírajícím se o metodu nejmenších čtverců, je nicméně minimalizace funkce

$$F(a,b) = {}^1\!/_2 \langle b \cdot q + \text{grad}T(a,b) \cdot \nu, b \cdot q + \text{grad}T(a,b) \cdot \nu \rangle_I , \qquad (2)$$

kde $\langle .,. \rangle_I$ zatím chápeme jako skalární součin v Bochnerově prostoru abstraktních funkcí $L_2(I, W^{1,2}(\Omega))$ pro jistý konečný časový interval I začínající $t = 0$ (jeho praktické vyčíslení se provádí obdélníkovým pravidlem s ohledem na měření v diskrétních časech).

Pro časovou diskretizaci (1) na I lze použít Crankovo-Nicholsonové schéma. Ačkoli nemáme k dispozici žádné explicitní vyjádření přibližného řešení (1), systém rozkladu Ω na konečné prvky s kubickými hermitovskými polynomy jako bázovými funkcemi umožňuje (v diskrétních bodech a

časech) T nalézt i grad$T$ přímo jako funkce a a b; podrobnosti tohoto algoritmu lze nalézt v [11] a ve zobecněné podobě v [10]. Je-li Θ prázdná množina, pak T ve (2) závisí díky chybějícímu aditivnímu členu $G(\Phi)$ z (1) jedině na a, nikoli již na b, což zjednodušuje veškeré výpočty. Toho lze dosáhnout i pro realistickou konfiguraci Ω_i, i $\in \{0, 1, 2, 3\}$, avšak jen v jednorozměrné idealizaci. Máme-li k dispozici nějaký hrubý odhad a a b, jsme schopni minimalizovat F podle (2) pomocí Newtonova iteračního algoritmu. Týž algoritmus lze přizpůsobit, jak naznačuje [9], rozboru nejistot identifikovaných parametrů a a b podle [6] ("variance-based sensitivity analysis" založená na Sobolevových indexech), případně podle [12], s. 10 (pravděpodobnostní míry, rozklady "Karhunen-Loève expansion" či "polynomial chaos expansion") či s. 25 (bayesovský přístup).



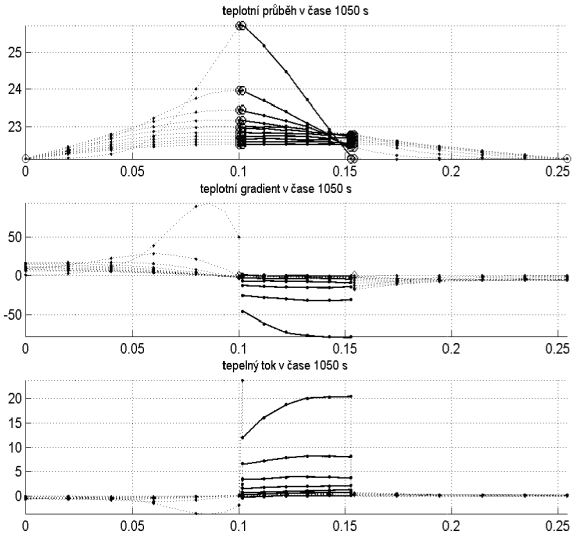
Obr. 4. Ukázka konvergence Newtonova iteračního algoritmu

Zobecnění (1), (2) atd. reálné geometrické konfigurace měřicích zařízení přináší jisté technické obtíže a formálně komplikované vzorce (pro jejichž odvození lze využít software MAPLE), pocházející z preeliminací kontaktních tepelných toků z Ω_0, Ω_1 a Ω_2, avšak žádnou katastrofu pro náš přístup; podrobná matematická analýza je obsažena v [10]. Závislost T na b (na rozdíl od závislosti na a) je vždy lineární, takže řešič založený na Newtonových iteracích si může zachovat svou robustnost a efektivnost.

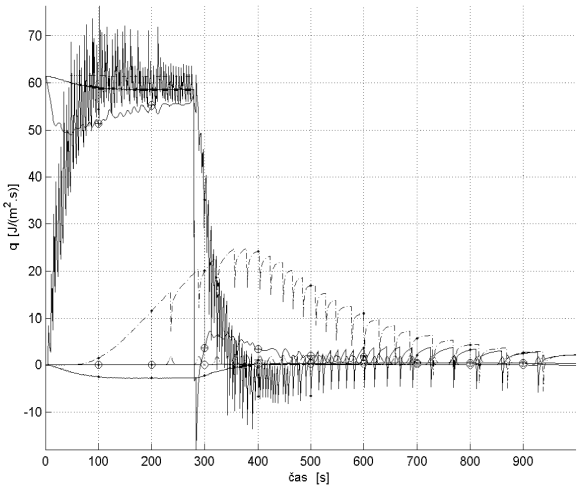
Tři zařazené grafy dokládají především zmiňovanou robustnost vytvořeného softwaru. Měření bylo prováděno na vzorku pórobetonu; celkový čas měření byl 1 050 s, z toho však vytápění trvalo 300 s, a následně bylo sledováno postupné vychládání celé soustavy. *Obrázek 5* je ukázkou praktické konvergence Newtonova iteračního algoritmu v případě, kdy odhad a_0 a b_0 parametrů a a b je sotva řádový (což se však při vývoji nových materiálů nezřídka stává) a měření generovaného tepelného toku i průběhu teploty v čase je dosti hrubé; pro přehlednost je přitom sledována závislost funkčních hodnot F z (2) na normovaných veličinách $u = a/a_0$ a $v = b/b_0$. *Obrázek 6* ukazuje postupné změny v průběhu teploty, její derivace ve směru kolmém na Γ_1 a Γ_2 a odpovídajícího tepelného toku v celé měřicí soustavě v závislosti na čase. Dokumentuje výsledek prokládání naměřených údajů nejbližším řešením příslušného evolučního problému šíření tepla ve smyslu metody nejmenších čtverců.

Měření

Funkce prezentovaného měřidla je demonstrována výsledkem měření dřevovláknité izolační desky, která byla měřena při dvou rozdílných úrovních vlhkosti. Vzorek s vnitřní rovnovážnou vlhkostí při relativní vlhkosti vzduchu cca 30 % je dále označován jako suchý (přesněji tzv. vzduchosuchý). Tentýž vzorek byl posléze umístěn po dobu 36 h do vlhkého prostředí s relativní vlhkostí vzduchu cca 95 % a dále je označován jako vlhký. Pro oba vlhkostní stavy bylo realizováno nestacionární měření součinitele tepelné vodivosti a tepelné kapacity s dobou vytápění 600 s.



Obr. 5. Postupné časové změny rozdělení teploty, jejího gradientu a tepelného toku



Obr. 6. Optimalizace (2) metodou nejmenších čtverců (tenkou plnou čárou je znázorněn průběh v izolaci, silnou plnou čárou situace vytápěné desky, čerchovanou čárou situace nevytápěné desky a tenkou čárkovanou čárou měřený vzorek)

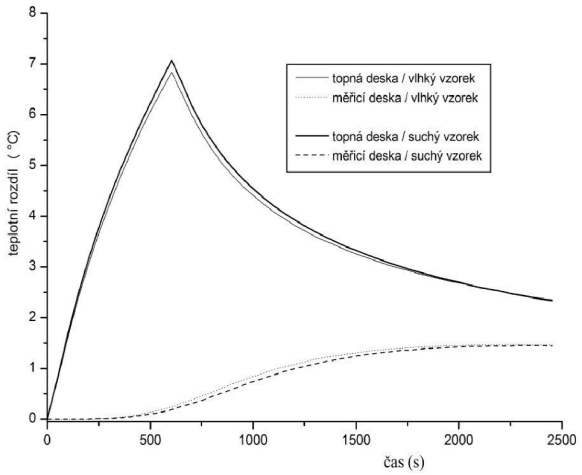
Časové průběhy teplot na topné a měřicí desce jsou vykresleny na *obr. 7*, z nějž lze vysledovat několik informací. Průběhy jsou pro vlhký a suchý vzorek obdobné, nicméně jistým způsobem posunuté. Z křivek odpovídajících topné desce je patrno, že u suchého vzorku se dosahuje vyšší teploty (konkrétně o 0,24 K proti vlhkému vzorku). To je dáno lepší tepelně izolační schopností suchého materiálu – prostupu tepla je kladen vetší odpor. Z průběhů teplot na měřicí desce rovněž vidíme, jak se teplotní vlna šíří vlhkým vzorkem rychleji, než je tomu v případě suchého vzorku.

Výpočtový algoritmus, založený na iteračním algoritmu numerického řešení inverzní úlohy vedení tepla, jenž je klíčovou součástí měřicího zařízení, je schopen nalézt takovou kombinaci součinitele prostupu tepla a měrné tepelné kapacity materiálu, aby výsledek odpovídal (ve smyslu metody nejmenších čtverců) naměřenému průběhu. Konkrétní výsledky jsou prezentovány v *tab. 1*.

Tab. 1. Hodnoty suchého a vlhkého vzorku dřevovláknité izolace

Vzorek	Objemová hmotnost ρ [kg.m^{-3}]	Součinitel tepelné vodivosti λ [W.m^{-1}.K^{-1}]	Tepelná kapacita c [J.kg^{-1}.K^{-1}]
suchý	85,7	0,0458	2 268
vlhký	88,2	0,0499	2 387

Rozdíl v hodnotách tepelné kapacity, zde konkrétně 119,25 J·kg^{-1}·K^{-1}, souvisí s obsahem vlhkosti ve vzorku. Podílem hodnoty tepelnou kapacitou vody (4 186,8 J·kg^{-1}·K^{-1}) se obdrží hodnota 2,85 %, vyjadřující relativní rozdíl objemové hmotnosti mezi vlhkým a suchým vzorkem. Porovnáním hodnot objemové hmotnosti vychází 2,92 %.



Obr. 7. Průběh teplot na topné a měřicí desce pro vlhký a suchý vzorek dřevovláknité izolace

Závěr

V rámci řešení projektu specifického vysokoškolského výzkumu se podařilo v laboratoři stavební fyziky FAST VUT v Brně vytvořit nestacionární přímé měřicí zařízení pro stanovení tepelné vodivosti a tepelné kapacity stavebních materiálů, jehož nákladová nenáročnost vychází z důkladné matematické a numerické analýzy evolučního problému formulovaného na základě poznatků klasické termodynamiky a z vývoje originálního softwaru v programu MATLAB.

Navržený přístup je otevřený jak pro zahrnutí dalších materiálových charakteristik (pro obecně anizotropní materiál je třeba uvažovat symetrickou matici součinitelů tepelné vodivosti třetího řádu, v případě nedokonalých kontaktů je nezbytné do výpočtů zahrnout i vliv přestupu tepla apod.), tak (s ohledem na nedeterministický charakter některých podmínek experimentu) pro důkladnou citlivostní a stochastickou analýzu. V současné době probíhá řízení ve věci ochrany tohoto přístupu jako užitného vzoru.

Článek vznikl v rámci řešení projektu specifického vysokoškolského výzkumu FAST-S-10-17 za podpory výzkumného záměru MSM-0021630511 MŠMT ČR.

Literatura

[1] Atchonouglo, K. – Banna, M. – Valée, C. – Dupré, J.-C.: Inverse transient heat conduction problems and identification of thermal parameters. Heat and Mass Transfer, 2008, Vol. 45, pp. 23-29.

[2] Bochev, P. B. – Gunzburger, M. D.: Least-Squares Finite Element Methods. New York, Springer 2009, p. 367.

[3] Colaço, M. J. – Orlande, H. R. B. – Dulikravich, G. S.: Inverse and optimization problems in heat transfer. Journal of the Brazilian Society of Mechanical Sciences and Engineering, 2006, Vol. 28, pp. 1-24.

[4] Duda, P.: Solution of multidimensional inverse heat conduction problem. Heat and Mass Transfer, 2003, Vol. 40, pp. 115-122.

[5] Isakov, V.: Inverse Problems for Partial Differential Equations. New York, Springer 2006, p. 20.

[6] Kala, Z.: Sensitivity assessment of steel members under compression. Engineering Structures, 2009, Vol. 31, pp. 1344-1348.

[7] Šťastník, S. – Vala, J. – Kmínová, H.: Identification of thermal technical characteristics from the measurement of non-stationary heat propagation in porous materials. Kybernetika, 2007, Vol. 43, pp. 561-576.

[8] Šťastník, S. – Vala, J. – Kmínová, H.: Identification of thermal technical characteristics from the measurement of non-stationary heat propagation in porous materials. Forum Statisticum Slovacum, 2006, Vol. 2, pp. 203-210.

[9] Vala, J.: Computational identification of thermal technical properties of building materials and its reliability. [Proceedings], ICNAAM 2010 – International Conference on Numerical Analysis and Applied Mathematics in Rhodes (Simos, T. E., Psihoyios, G. and Tsitouras, Ch., Eds.), American Institute of Physics, Melville, New York, 2010, Vol. 1281, pp. 2009-2012.

[10] Vala, J.: Computational support of the laboratory identification of thermal technical characteristics of building materials. [Proceedings], European Conference for the Applied Mathematics and Informatics), Athenes , 2010.

[11] Vala, J.: Inverse problems of heat transfer. In: Programs and Algorithms of Numerical Mathematics, [Proceedings], Seminary in Dolní Maxov, Mathematical Institute AS CR, 2010.

[12] Zabaras, N.: Inverse problems in heat transfer. In: Handbook on Numerical Heat Transfer (Minkowycz, W. J., Sparrow, E. M. and Murthy, J. S., Eds.), Chap. 17, Hoboken, John Wiley & Sons 2004.

Vala, J. – Šťastník, S. – Kopkáně, D. – Nováček, J.: Non-Stationary Direct Measurement of Thermal and Technical Characteristics of Building Materials

Traditional methods of the measurements of basic thermal technical characteristics of building materials, namely of thermal conductivity and thermal capacity, are hardly applicable to materials with varying moisture contents in their pore space, to maturing concrete mixtures with controlled volume changes, as well as to advanced insulation phase change materials. However, a "hot-wire" approach enables us to construct a cheap and direct measurement device, open to the uncertainty analysis of measurements, too. Its very simple structure, based on the controlled generation of heat flux into a layered structure, is compensated by the non-trivial computational approach, coming from the semi-analytical solution of initial and boundary value problems for corresponding differential equations of heat transfer. The numerical discretization uses the Hermite finite-element interpolation technique for the temperature field and its gradient in the Euclidean space and the Crank-Nicholson difference scheme in time. The required material characteristics are obtained as outputs from the least squares optimization, supported by a certain iterative algorithm of the Newton type.

Bioremediace stavebních materiálů a konstrukcí

prof. Ing. Richard WASSERBAUER, DrSc.
Mgr. Pavla RYPAROVÁ
ČVUT – Fakulta stavební
Praha

Přírodní remediace je postup, při kterém je možné pomocí mikroorganizmů vrátit solemi degradované a kontaminované stavební materiály do původního stavu. Zatímco bioremediační postupy používané např. při znečištění půdy jsou poměrně dobře propracované, odstraňování síranů a dusičnanů biologickým způsobem z povrchu stavebních materiálů je dosud v začátcích.

Úvod

Autoři v literatuře [3], [4], [5], [9] navrhli k odstranění síranů použití mikroorganizmů Desulfovibrio desufuricans, případně Desulfovibrio vulgaris. Obě bakterie jsou schopny disociovat sádrovec na Ca^{2+} a SO_4^{2-} s následnou redukcí SO_4^{2-} na sulfan H_2S a síru 2S, zatímco ionty Ca^{2+} reagují se vzdušným CO_2 na kalcit [6]. Výsledek tohoto působení je časově náročný. Aplikace je dlouhodobá, a proto se metoda nehodí tam, kde je požadován rychlý výsledek. Wasserbauer [7] navrhl pro odstranění výkvětů solí dusíku směs řas a denitrifikačních bakterií. Celé konsorcium mikrobů je ihned po aplikaci na zdivo chráněno tenkou polyetylenovou fólií, která brání vysychání minimálně do doby než denitrifikační bakterie vrostou do pórů stavebního kamene.

Aplikace mikrobů ve vhodném růstovém médiu, které je pro rozvoj bakterií zapotřebí, má však řadu potenciálních problémů. Především se vytvářejí extracelulární polymerní látky (EPS), které blokují póry kamene a zabraňují přirozené migraci vlhkosti. Celkově se zvyšuje i povrchový mikrobní růst, který vytváří na kameni barevné skvrny, které vznikají zvláště při růstu vzdušné kontaminace na organických živinách [8]. Zajímavé je, že metodiky pro remediaci kamene si většinou nevšímají bioremediace vodorozpustných solí, které považují pro stabilitu kamene za méně škodlivou, a nejsou proto z tohoto hlediska subjektem pro intenzivní studium [1]. Poukazují na skutečnost, že občasný déšť solné výkvěty smyje [5]. Pokud se ovšem výkvěty solí tvoří v dešťovém stínu (chrám sv. Víta v Praze [10], vnitřní líc oblouků Karlova mostu [11], [12]), potom se výkvěty solí stávají vážným problémem pro stabilitu povrchových vrstev kamene. Cílem článku je ukázat, že na stavebních objektech existují přirozené, nebo také tzv. autobioremediační biologické i abiotické pochody, při kterých dochází v některých případech k rychlému a samovolnému úbytku nahromaděných solí dusíku. Výhodou těchto postupů jsou především nízké finanční a pracovní náklady.

Autobioremediace

Sloučeniny dusíku s povrchu zdiva se běžně omývají pitnou vodou, čistí parou pod mírným tlakem, odsolují metodou falešného líce (velice pracné, možné pouze u malých ploch) nebo adsorpčními omítkami (nutné opakovat v delším období). Mezi další často používané metody, avšak neúčinné na soli dusíku, náleží odsolování elektromigrací a imobilizací solí pomocí fluorokřemičitanů.

Podstatnou nevýhodou všech chemických metod je, že soli ze stavebního kamene se neodstraňují, ale pouze blokují tak, aby v kameni nemohly migrovat. Navíc dosavadní metody používané k odstranění salinity zdiva se zabývají především blokováním síranů. Blokování solí dusíku neuvažují, protože neexistují nerozpustné dusičnany a dusitany, které by nerozpouštěly povrch pískovců, a neovlivňovaly tím tvorbu dalších škodlivých sekundárních minerálů.

Přitom oxidy dusíku se na korozi kamene významně podílejí. Při relativní vlhkosti minimálně 84 % vzniká na pískovcovém kameni nepatrná vrstvička vody, ve které se rychle rozpouštějí NO a NO_2 za současné transformace na NO_3^-. Jako katalyzátor při této transformaci slouží přechodné kovy Fe, Mn i Cu, které jsou uvolňovány z povrchu kamene kyselými dešti, jež mohou rovněž obsahovat sloučeniny dusíku, případně mikroflóru. Dotace železa probíhá např. z minerálů, jako jsou limonit, jarosit, glaukonit a slída, dotace manganu z minerálů, jako je hausmanit a manganit. Ve vlhkých depozitech pak dusičnany těžkých kovů, které hydrolyzují, rozpouštějí, a tím otvírají povrch pískovce za vzniku KNO_3 a $NaNO_3$ ledků, a tím umožňují vstup dalších kapalných a plynných škodlivin do hlubších vrstev kamene.

Stájové objekty

Typická autobioremediace neboli přírozená remediace dusičnanů byla pozorována na stájových objektech zámku Ctěnice nedaleko Prahy. Zde bylo analyzováno zdivo ze čtyř stájových objektů s cílem identifikovat místa ve stěnách objektu s malým množstvím dusičnanů a velkým množstvím chemoorganotrofních bakterií (*tab. 1*). I když určité anomálie v celkovém počtu chemoorganotrofní flóry byly nalezeny, z tabulky je zřejmé, že na většině zdiva byla dobře patrná nepřímá závislost mezi počtem bakterii a množstvím NO_3^- [$mg.g^{-1}$]. Navíc byly ze zdiva izolovány kmeny, z nichž některé náležejí mezi organizmy s denitrifikačními vlastnostmi (*Pseudomonas sp.*, *Bacillus licheniformis*, *Micrococcus sp.*, *Corynebacterium sp.*)

Tab. 1. Porovnání množství bakterií s koncentrací NO_3 a vlhkostí zdiva stájových objektů

Bakterie v 1 g zdiva	NO^{3-} [$mg.g^{-1}$]	Vlhkost zdiva U [%]
10^2	178	9,3
10^3	206	10,4
10^4	149	9,7
10^5	7,5	11,5
10^6	23,5	9,4

Autobioremediační procesy solí dusíku byly pozorovány i na osinkocementové (dále OC) krytině stájových objektů s jednoplášťovou střešní krytinou. Podhled tvořila tepelně izolační rohož z minerální vlny a heraklitové desky. Kon-

denzát se na spodním líci tepelně zeslabené krytiny tvořil v zimě nebo při náhlém ochlazení krytiny (např. deštěm). Vlhkost pronikala do podstřešního prostoru také ze stájového objektu, který byl tímto způsobem odvětráván. Ovzduší stáje obsahovalo kromě běžných složek vzduchu také vyšší koncentraci amoniaku a dalších plynných produktů rozkladu exkrementů. Tím vznikly ideální podmínky pro růst nitrifikačních bakterií na osinkocementové krytině [13], [14].

1 *Nitrosomonas* sp.:

$$55\ NH_4^+ + 76\ O_2 + 109\ HCO_3^- \rightarrow C_5H_7O_2N + 54\ NO_2^- + 57\ H_2O + 104\ H_2CO_3$$

2 *Nitrobacter* sp.:

$$400\ NO_2^- + NH_4^+ + 4\ H_2CO_3 + HCO_3^- + 195\ O_2 \rightarrow C_5H_7O_2N + 3\ H_2O + 400\ NO_3^-$$

Rozpadlá krytina obsahovala až 0,3 % NO_2^-, 8–10 % NO_3^-. Obsah volného CaO klesl z cca 20 % na 5 %. Vlhkost krytiny v destruovaných místech byla výrazně vyšší v porovnání s nepoškozeným povrchem. Aplikací suspenze Ag_2CO_3 se degradace zastavila na dobu až deset let, čímž se prokázalo, že na degradaci krytiny se podílejí nejen atmosférické, ale také biologické vlivy. V průběhu času se vodní pára z objektů koníren a kravínů srážela na spodním líci osinkocementové střešní krytiny, vyplavovala rozpustný $Ca(NO_2)_2$ a $Ca(NO_3)_2$ vytvořený nitrifikačními bakteriemi a spolupůsobila při zvýšení pórovitosti a oslabení pevnosti osinkocementu. Tentýž efekt nebyl nikdy pozorován na vepřínech. Několikaletý průzkum vedl k poznání, že produkce NH_3 ve vepřínech je proti kravínům téměř čtyřikrát vyšší (*tab. 2*), což růst nitrifikačních bakterií inhibuje [14], [15], [16]. Potvrzení popsaného jevu v kravínech a konírnách, bylo nalezeno také na přípravnách vepřínů, které byly u analyzovaných stavebních typů otevřené. Koncentrace NH_3 byla stopová a rozpad osinkocementové krytiny identický s rozpadem na kravínech.

Tab. 2. Průměrné složení kondenzátu na osinkocementové krytině kravína

Ionty	Obsah v krytině [mg·g^{-1}]	
	kravína	vepřína
NO_2^-	0,15	stopy
NO_3^-	0,5	0,05
NH_3	0,25	0,9

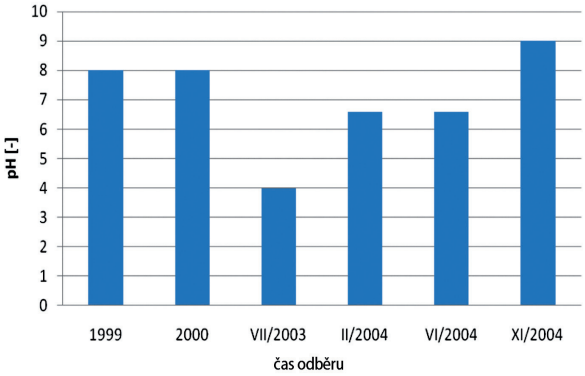
Karlův most

Pozoruhodný autobioremediační postup solí dusíku byl pozorován na Karlově mostě po potopě v roce 2002. V roce 2003 stoupl obsah agresivních solí v porovnání s rokem 1994 u sledovaných oblouků č. III, IV a VI téměř ve všech místech povrchové vrstvy (*obr. 3*). Zrychlující se vzestup koncentrace solí na povrchu pískovcových kamenů byl zvláště patrný u dusičnanů, kdy lokální koncentrace dosahovaly v létě 2003 až 80 mg·g^{-1} pískovcového kamene. V roce 2004 se obsah močoviny, amonných iontů, dusitanů a dusičnanů náhle snížil a nevrátil se k původním hodnotám (*obr. 2*). Současně pokleslo i pH na řadě míst povrchu sledovaných oblouků, a to z původních 6,5–8,0 v roce 1994 na 4,0–5,0 v roce 2003 (*obr. 1*).

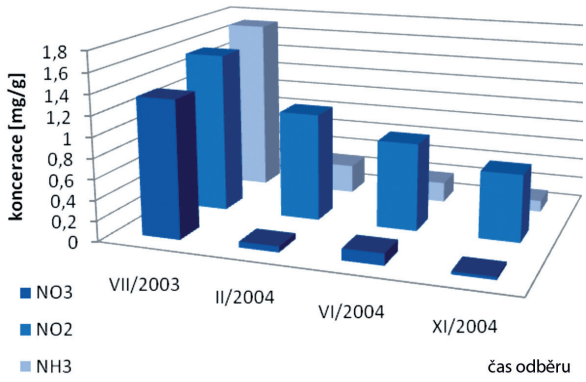
Uvedenou anomálii je možné přičíst potopě v srpnu v roce 2002, kdy voda dostoupila až do dvou třetin výše oblouků Karlova mostu. Tehdy bylo na povrch Karlova mostu vneseno velké množství nejrůznějších organických nečistot (bahno, zbytky rostlin, exkrementy zvířat a lidí, močovina). Povodňová rezidua bylo možné částečně sledovat ještě rok po povodni v podobě zvýšené koncentrace močoviny a částečně i amonných iontů v patách jednotlivých oblouků.

Předpokládáme, že organické nečistoty (rostlinné a živočišné bílkoviny ve vrstvách bahna) byly brzy po potopě rozloženy půdní mikroflórou za vzniku velkého množství organických kyselin, které způsobily pokles pH povrchu pískovce. Po určité době, kdy mikrobní společenstvo rozložilo či zneutralizovalo kyselé složky, proběhl vzestup pH způsobený zřejmě oxidační deaminací aminokyselin, které vznikly při rozkladu bílkovin.

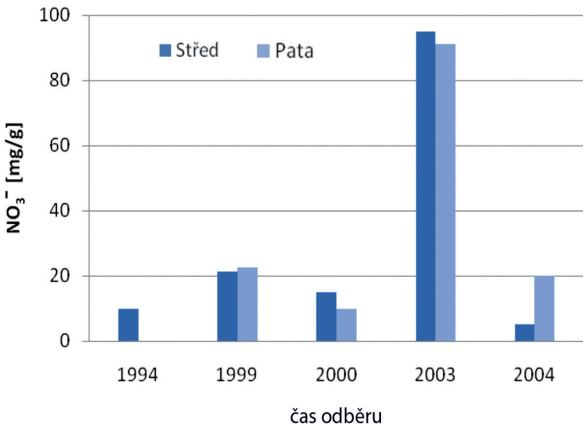
Významný a rychlý pokles solí dusíku v povrchových vrstvách oblouků Karlova mostu lze objasnit chemodenitrifikací anorganických solí. Ta může probíhat spontánně buď



Obr. 1. Průběh pH na III. oblouku Karlova mostu v letech 1999-2004



Obr. 2. Pokles koncentrace sloučeniny dusíku v roce 2004, vliv chemodenitrifikace a denitrifikačních bakterií



Obr. 3. Koncetrace NO_3^- v povrchové vrstvě pískovcového kamene Karlova mostu (6. oblouk – střed v letech 1994-2004)

v oblasti pH menší než 5,5 (takové podmínky byly nalezeny na řadě míst klenebních oblouků), nebo při reakci kyseliny dusité s amoniakem, močovinou, případně s aminokyselinami. Rovněž tyto látky se po potopě nacházely v relativně vysokých koncentracích na klenebních obloucích. Předpokládáme proto, že právě chemodenitrifikace se nejvíce podílela na prvotním rychlém poklesu NO_2^-, případně NO_3^- brzy po záplavách v roce 2002.

$$2\ HNO_2 + 2\ NH_3 \rightarrow 4\ H_2O + 2\ N_2\ ,$$
$$5\ CO(NH_2)_2 + 6\ HNO_3 \rightarrow 5\ CO_2 + 13\ H_2O + 8\ N_2\ .$$

Na ni pak navazoval, případně paralelně působil, bakteriální proces denitrifikace, řízený fakultativními anaerobi a aerobi (*Bacillus*, *Pseudomonas*, *Achromobacter spp.*)

$$2\ NO_2^- + 8\ H^+ + 6\ e^- \rightarrow N_2 + 4\ H_2O\ .$$

Za nepřítomnosti kyslíku je denitrifikace účinnější. Jestliže je v prostředí dostatek organických látek jako donoru H^+ pro redukci NO_3^- (což je případ Karlova mostu), pak reakce probíhá i za přítomnosti kyslíku?

Závěr

Uvedené poznatky naznačují, že autobioremediační postupy nemusí být v terénu tak vzácné, jak se zprvu předpokládalo. Doporučuje se proto další průzkum, případně praktické využití. Remediační metoda nevnáší na zdivo další toxické soli, je kromě přípravy mikroorganizmů relativně nenáročná a lze ji s úspěchem použít v širokém rozsahu teplot (5-30 ˚C).

Článek vznikl za podpory projektu 103/06/1801 GA ČR „Analýza spolehlivosti vlastností stavebních materiálů a konstrukcí s přihlédnutím k jejich změnám v čase a časově proměnným vlivům“.

Literatura

[1] Gadd, M. G.: Geomycology: Biogeochemical Transformations of Rocks, Minerals, Metals and Radionuclides by Fungi, Bioweathering and Bioremediation. Mycological Research, 111, 200, pp. 3-49.
[2] Fiona, J. – Waugh, W. J. – Glenn, P. E. – Samm, I. – Thompson, T. – Thopson, T. L.: Natural Bioremediation of Nitrate-Contaminated Soil-and-Aquifer System in Desert Environment, Journal of Arid Environments, 72, 2008, pp. 748-763.
[3] Atlas, R. M.: Bioremediation. Chem.Eng. News, 73, 1995 pp. 32-42.
[4] Gauri, K. L. – Chowdhury, A. N.: Experimental Studies on Conversion of Gypsum to Kalcite by Microbes. [Proceedings], 6 th International Congres on Deterioration an Conservation of Stone (Ciabach, J., ed), Nicholas Copernicus University, 1988, pp. 545- 550.
[5] Ranalli, G. – Matteini, M. – Tosini, I. – Zanardi, E. – Sorlini, C.: Bioremediation of Cultural Heritage: Removal of Sulfates, Nitrates, and Organic Substance. In: Of Microbes and Art – The Role of Microbial Communities in the Degradation and Protection of Cultural Heritage (Ciferri, O., Tiano, P., Mastromei, G., eds.), Kluwer Academic-Plenum Publisher 2000, pp. 231-244.
[6] Gauri, K. L. – Bandyopadhyay, J. K.: Carbonate Stone. Chemical Behaviour, Durability, and Conservation. Wiley & Sons 1999.
[7] Wasserbauer, R.: Patent č. 301162 Prostředek pro odstranění solí dusíku ze zdiva a způsob jeho použití, 2009.
[8] Perito, B. – Biagiotti, L. – Dal, S. – Galizzi, A. – Tiano, P. – Mastromei, G. – Ciferri, O.: Bacterial Genes Involved in Calcite Crystal Precipitation. Of Microbes and Art – The Role of Microbial Communities in the Degradation and Protection of Cultural Heritage (Ciferri, O., Tiano, P., Mastromei, G., eds.), Kluwer Academic Plenum Publisher 2000, pp. 217-228.
[9] Webster, A. – May, E.: Bioremediation of Weathered-Building Stone. Surfaces Trends in Biotechnology, 24, 2008, pp. 255--260.
[10] Wasserbauer, R.: Analýza solí, které se vyskytovaly v nikách pískovcového zdiva chrámu sv. Víta v Praze (nepublikovaná práce), 2000.
[11] Witzany, J. – Wasserbauer, R. – Čejka, T. – Zemánek, J.: Chemická a biochemická degradace Karlova mostu, analýza odolnosti a bezpečnosti kamenné mostní konstrukce při povodni, průzkum základového zdiva a základů mostních pilířů. Stavební obzor, 12, 2003, č. 6, s. 161-180.
[12] Witzany, J. – Mencl, V. – Wasserbauer, R. – Gregorová, M. – Pospíšil, P. – Čejka, T. – Zigler, R. – Burgetová, E.: Souhrnné hodnocení teoretického a experimentálního výzkumu Karlova mostu v letech 1994 až 2004 – 1. část. Stavební obzor, 14, 2005, č. 3, s. 65-83.
[13] Wasserbauer, R. – Zadák, Z. – Novotný, J.: Nitrification Bacteria on Asbesto-Cement Roofing of Stables Building. 1nternational Biodeterioration, 3, 1988, pp. 153-165.
[14] Purkhold, U. – Pommerening-Roser, A. – Juretschko, S. – Schmid, M. C. – Koops, H. P. – Wagner, M.: Phylogeny of all Recognized Species of Ammonia Oxidizers Based on Comparative 16S rRNA and Amoa Sequence Analysis: Implications for Molecular Diversity Surveys. Appl Environ Microbiol, 66, 2000, pp. 5368-5382.
[15] Treusch, A. H. – Leininger, S. – klet,zin, A. – Schuster, S. C. – Klenk, H. P. – Schleper, C.: Novel Genes for Nitrite Reductase and Amo-Related Proteins Indicate a Role of Uncultivated Mesophilic Crenarchaeota in Nitrogen Cycling. Environmental Mikrobiology 1985-1995, 7, 2005.
[16] Ehrlich, L. H.: How Microbes Influence Mineral Growth and Dissolution, Chemical Geology, 1996, 132, pp. 5-9.

Wasserbauer, R. – Ryparová, P.: Autobioremediation (natural bioremediation) of Building Materials and Structures

Bioremediation is a technique allowing returning contaminated and salt-degraded building materials to their original state by using microorganisms. Whereas the bioremediation procedures used e.g. for polluted soil have been relatively well elaborated, the problems of removing sulphates and nitrates from the surfaces of building materials still wait for adequate research.

Modelování proudění v předpolí bočního hrázového přelivu

Ing. Ladislav DVOŘÁK
prof. Ing. Jaromír ŘÍHA, CSc.
Ing. Zbyněk ZACHOVAL, Ph.D.
VUT v Brně – Fakulta stavební

V článku jsou uvedeny poznatky z fyzikálního a matematického modelování proudění vody v předpolí bočního lichoběžníkového přelivu se širokou korunou lichoběžníkového průřezu. Tyto poměry se vyskytují například u přelivů umístěných v tělesech ochranných hrází nebo v předpolí odběrných přelivných objektů závlahových soustav. Charakteristiky proudění byly měřeny v laboratorních podmínkách na fyzikálním modelu a srovnány s výsledky získanými dvourozměrným numerickým modelem.

Úvod

U ochranných hrází je nejčastější příčinou poruchy jejich přelití [1]. Při neřízeném přelití často dochází k protržení hráze [2] s nekontrolovatelně se zvětšujícím průlomovým otvorem v místě, které mnohdy nelze dopředu spolehlivěji určit. Následkem je vznik přívalové vlny v zahrází blízké zvláštní povodni, což může mít pro chráněné území mnohdy horší následky než pro území nechráněné. Proto se doporučuje ochranné hráze vybavovat bezpečnostními přelivy, které při větších průtocích, než je návrhový průtok ochranné hráze, zamezí protržení hráze následkem jejího neřízeného přelití. Budování bezpečnostních přelivů v ochranných hrázích sleduje současné evropské i světové trendy.

Z hydraulického hlediska jde u bezpečnostního přelivu ochranné hráze o boční přepad, což je složitý a dosud ne zcela vyřešený jev. Přepad přes boční přeliv ovlivňuje řada parametrů, mimo jiné režim proudění a geometrické podmínky koryta a přelivu [3].

Z hlediska konstrukce ochranné hráze jsou nejčastějším typem bočních přelivů lichoběžníkové přelivy se širokou korunou lichoběžníkového průřezu. Tento typ byl proto předmětem výzkumu uvedeného v dalším textu.

Článek obsahuje výsledky experimentálního měření a numerických výpočtů 2D numerickým modelem proudění v předpolí bočního přelivu a výsledné srovnání výsledků obou postupů. Cílem je především ověřit možnost použití 2D modelu proudění pro uvedený typ úloh.

Shrnutí výzkumů proudění na bočním přelivu

Hydraulickým řešením bočního přepadu se věnuje dlouhodobě celá řada autorů u nás i ve světě [4]-[10] atd. Jedná se o výzkumy prováděné na fyzikálních modelech, skutečných objektech, případně s pomocí matematických modelů.

Jednotliví autoři se zaměřovali na studium variability parametrů, jako jsou Froudovo kritérium Fr, šířka přelivu b_p, šířka koryta b_d, šířka koruny přelivu t_p, výška koruny přelivu nade dnem koryta s_p, úhel nátoku α atd., dominantně ve vztahu k součiniteli průtoku C_d. Variabilita parametrů je velmi široká a jejich vliv různý [11] a nelze jej zcela obsáhnout jedním univerzálním a dostatečně přesným řešením, proto se používají modely s určitým stupněm schematizace.

De Marchi [4] na základě svého výzkumu bočního přepadu zavedl zjednodušující předpoklad konstantní měrné energetické výšky po délce přelivu. Za tohoto předpokladu se hloubka vody podél bočního přelivu ve směru toku při říčním proudění zvětšuje a při bystřinném proudění zmenšuje.

Fyzikálnímu výzkumu bočního přepadu se u nás systematicky věnoval Kunštátský [6]. Autor prováděl výzkumy pomocí fyzikálního modelování proudění přes boční přeliv. V teoretickém rozboru uvádí řešení přepadu podle mnoha autorů se zaměřením na výsledky de Marchiho [4]. Sérii 100 pokusů na fyzikálním modelu závěrem porovnává s vypočítanými hodnotami délky přelivné hrany a polohy hladiny.

Umístěním přelivu a tvorbou výmolů v předpolí bočního přelivu v oblouku toku se zabývali Agaccioglu a Onen [12]. Na základě fyzikálního výzkumu autoři doporučují přeliv umisťovat na konci oblouku konkávního břehu.

Fyzikálnímu modelování bočního přelivu se také věnovali Lee a Holley [13], kteří popsali vztahy pro určení součinitele průtoku přes boční přeliv. Přitom se věnovali vlivu sklonu dna, sklonu břehů, drsnosti povrchů a asymetrii proudění. Naměřené hodnoty porovnali s numericky vypočítanými hodnotami.

Emiroglu se spolupracovníky [14] se ve své práci věnoval vhodnosti použití přístupu pro stanovení součinitele přepadu, kdy byla zjednodušeně uvažována konstantní měrná energetická výška podél přelivu [4], [6] u bočního obdélníkového přelivu a bočního lichoběžníkového labyrintového přelivu. Výsledky teoretického rozboru autor porovnal s experimentálně naměřenými hodnotami. Závěrem konstatoval, že pro boční lichoběžníkový přeliv a režim říčního proudění lze spolehlivě použít přístup dle de Marchiho [4].

Usazováním splavenin v předpolí bočního přelivu se zabýval Rosier [10]. Výsledky svého měření porovnal s výsledky autorů Hagera [15] a Subramanya, Awasthy [7].

Burgin a Holley [16] popsali vlastní metodu výpočtu přepadu přes boční přeliv založenou na modelech HEC-1, HEC-2 a SIDEHYD. Hodnoty získané touto metodou porovnali s experimentálně naměřenými hodnotami.

Z výzkumů vyplývá, že pro dobrý návrh bočního přelivu je nezbytná znalost proudění v předpolí bočního přelivu.

Výzkumů, které podrobně řešily proudění v předpolí bočních přelivů, případně se zabývaly otázkami spojenými s jejich dispozičním řešením, je relativně málo.

Metodika

Postup řešení spočíval v souběžném experimentálním a numerickém modelování proudění v předpolí bočního přelivu. Oba postupy byly koncipovány ve vzájemném měřítku 1:1 tak, aby bylo možné přímé porovnání dosažených výsledků. Předběžné numerické simulace umožnily optimalizovat nátokovou sekci fyzikálního modelu a také délku úseku za bočním přelivem.

Experimentální výzkum sestával z následujících kroků:

– návrh fyzikálního modelu s ohledem na rozměry a možnosti Laboratoře vodohospodářského výzkumu (LVV), na požadavky pro osazování bezpečnostních přelivů v ochranných hrázích a na případnou možnost přepočtu výsledků na větší rozměry dle modelové podobnosti;
– návrh modelovaných scénářů postihujících různé dělení průtoků;
– měření, zpracování a vyhodnocení změřených dat.

Numerické řešení spočívalo v aplikaci 2D matematického modelu [19]. Probíhalo v následujících krocích:

– návrh náhradní oblasti tvarově a rozměrově shodné s fyzikálním modelem;
– stanovení okrajových podmínek v souladu s podmínkami na fyzikálním modelu;
– kalibrace modelu (okrajových podmínek, turbulentního modelu);
– vlastní výpočet jednotlivých variant modelových scénářů (*tab. 1*).

Následně bylo provedeno porovnání hodnot veličin změřených na fyzikálním modelu a hodnot získaných pomocí numerického modelu.

Tab. 1. Hydraulické stavy

Varianta	Přítok Q_h	Odtok Q_d	Přepad Q_p	Poznámka
	[l/s]			
	$[l \cdot s^{-1}]$			
T_60_00	60	60	0	ověřovací pokus
V_60_20	80	60	20	
V_60_40	100	60	40	
V_60_60	120	60	60	
V_00_60	60	0	60	

Fyzikální experimenty

Návrh fyzikálního modelu

Fyzikální model bočního přelivu [17] (*obr. 1*) byl navržen s ohledem na dodržení mezních podmínek modelové podob-



Obr. 1. Pohled na model, stav při variantě V_60_60

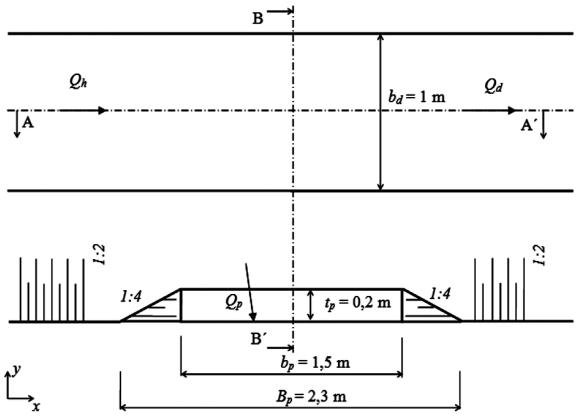
nosti pro proudění za dominantního působení tíhových sil dle Froudova kritéria *Fr* [18]

$$Fr = \frac{\alpha v^2}{gh}, \qquad (1)$$

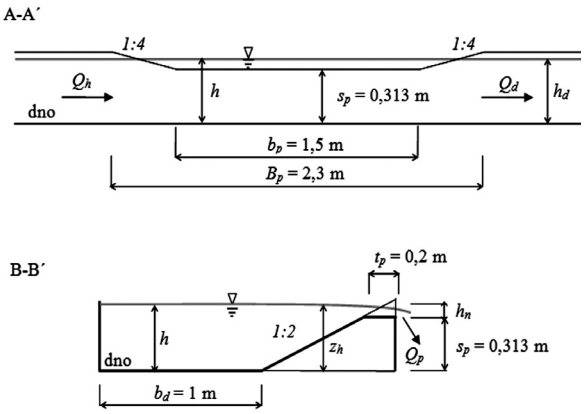
kde α je součinitel kinetické energie, v je rychlost, g je tíhové zrychlení a h je hloubka vody.

Při takto dodržených mezních podmínkách se mohou výsledky experimentů následně přepočítávat dle Froudova kritéria na větší měřítka.

Předmětem výzkumu bylo proudění v předpolí bočního lichoběžníkového přelivu se širokou korunou lichoběžníkového průřezu. Boční zavázání přelivu bylo voleno ve sklonu 1:4, vodorovná část přelivné hrany měla délku b_p = 1,5 m, celková délka přelivné hrany včetně zavázání byla B_p = 2,3 m, šířka vodorovné části koruny přelivu byla t_p = 0,2 m. Výška vodorovné části koruny přelivu nade dnem koryta byla s_p = 0,313 m. Sklon návodní strany přelivu určoval sklon ochranné hráze 1:2. Koryto bylo lichoběžníkového průřezu s levobřežní svislou stěnou a pravobřežním svahem ve sklonu 1:2. Šířka koryta ve dně byla b_d = 1 m. Podélný sklon dna koryta byl i_0 = 0,00. Schéma modelu s rozměry zobrazují *obr. 2* a *obr. 3*.



Obr. 2. Schéma pro značení veličin, půdorys



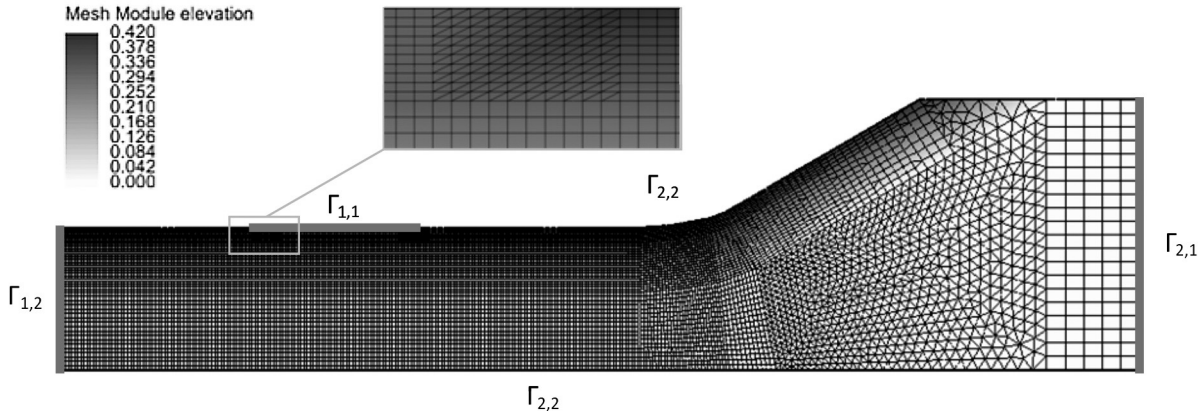
Obr. 3. Schéma pro značení veličin, řezy A-A´ a B-B´

Návrh modelových scénářů

Podrobně bylo měřeno a vyhodnoceno proudění přes přeliv pro čtyři varianty dané průtokovými stavy, které popisuje *tab. 1*. Testovací pokus (T_60_00) reprezentoval ověřovací měření pro stanovení vhodného tvaru nátoku na model. Varianty odpovídaly kombinacím odtoku korytem a přepadu přes boční přeliv. Průtoky vycházely z možností laboratorního zařízení, kapacity žlabu a bočního přelivu.

Měření

Pro každou variantu dle *tab. 1* byla provedena podrobná měření všech souvisejících veličin popisujících proudové pole. Na fyzikálním modelu byla měřena úroveň hladiny z_h,



Obr. 4. Dělení náhradní oblasti na konečné prvky

složky bodové rychlosti u_x a u_y, trajektorie proudu formou stopovače (barvivo, konfety) a také specifický průtok q přes boční přeliv.

Měření úrovně hladiny a složek bodové rychlosti bylo provedeno ve svislicích v půdorysném rastru se vzájemnou odlehlostí bodů (*obr. 5* až *obr. 8*):

– Δ_x = 0,50 m, Δ_y = 0,20 m v části modelu před a za bočním přelivem (ve směru proudu),
– Δ_x = 0,25 m, Δ_y = 0,20 m v úrovni bočního přelivu.

Měření úrovně hladiny bylo provedeno ultrazvukovým měřidlem po dobu 20 s, následovalo vyhodnocení střední hodnoty úrovně hladiny v čase.

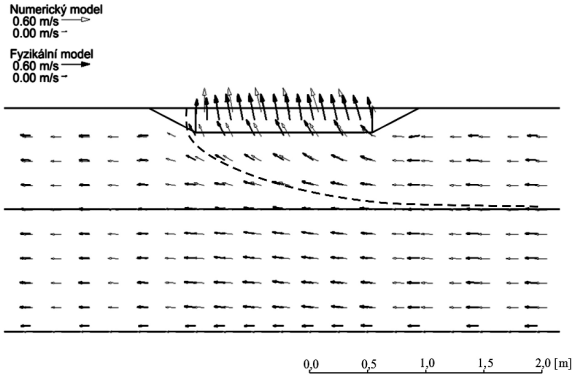
Měření složek bodových rychlostí bylo provedeno UVP Monitorem XW-Psi. Vertikální složka bodových rychlostí nebyla měřena. Měření složek okamžitých bodových rychlostí bylo prováděno po dobu 30 s v jednom bodě opět s vyhodnocením střední hodnoty v čase. Poloha měrných bodů na svislicích byla proměnná dle místa měření.

Průtok Q_h byl stanoven pomocí měrného Thomsonova přelivu. Průtok Q_p byl stanoven jako součet dílčích průtoků naměřených Thomsonovým přelivem v jednotlivých sekcích bočního přelivu širokých 0,1 m.

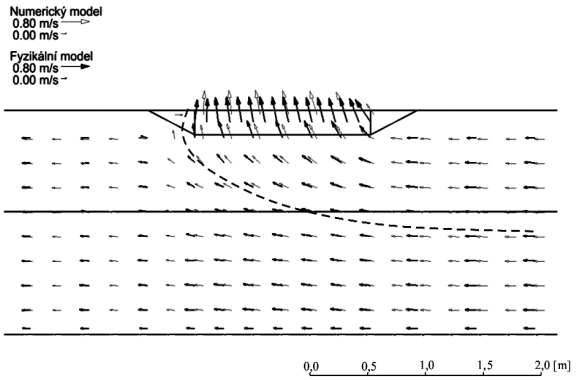
Zpracování a vyhodnocení naměřených dat

Průměrná svislicová rychlost byla vyhodnocena z průběhu bodových rychlostí po svislici. Vektory experimentálně získaných průměrných svislicových rychlostí (v porovnání s numerickými výsledky) zobrazují *obr. 5* až *obr. 8*. Úroveň hladiny je vyhodnocena v podélném řezu vedeného osou koruny přelivu a v příčném řezu B – B´(dle *obr. 2*).

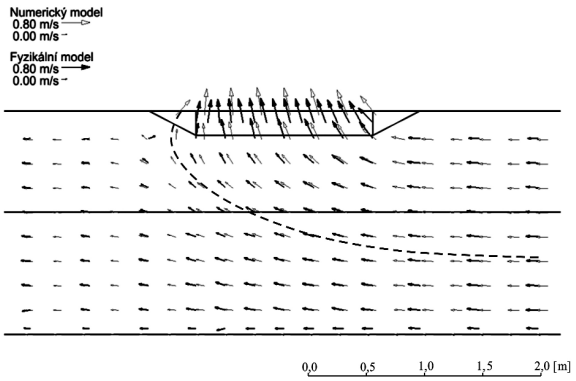
Podrobně je experiment s měřením, zpracováním a vyhodnocením dat popsán v práci [17]. Vyhodnocené vektory prů-



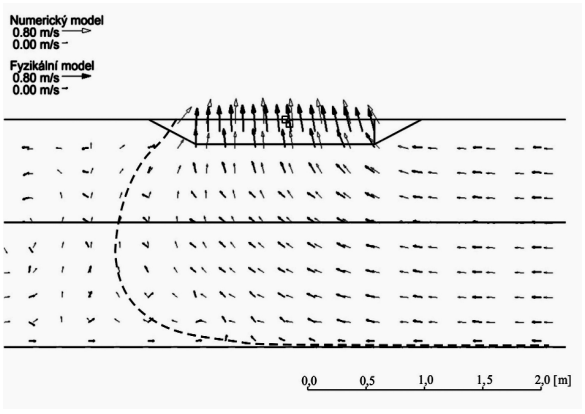
Obr. 5. Vektory průměrné svislicové rychlosti u varianty V_60_20



Obr. 6. Vektory průměrné svislicové rychlosti u varianty V_60_40



Obr. 7. Vektory průměrné svislicové rychlosti u varianty V_60_60



Obr. 8. Vektory průměrné svislicové rychlosti u varianty V0_00_60

měrných svislicových rychlostí a úroveň hladiny následně sloužily pro porovnání s 2D numerickým výpočtem.

Numerické modelování

Proudění v předpolí bočního přelivu bylo simulováno dvourozměrným modelem proudění. Jde o model vycházející z řídících rovnic dle [19] řešených metodou konečných prvků programem SMS 10.0 – FESWMS.

Vstupní předpoklady

Při 2D numerickém řešení byly zavedeny následující zjednodušující předpoklady.

Bylo uvažováno ustálené proudění. Vzhledem k převládajícímu plošnému rozměru oblasti byl uvažován směr proudění odpovídající horizontální rovině. Vertikální složka rychlosti se projeví pouze v prostoru bočního přelivu u břehů hráze. Lze předpokládat, že její velikost neovlivní výrazněji průměrné svislicové rychlosti ani celkový charakter proudového pole.

Proudění probíhalo o volné hladině po pevném nepohyblivém dně, sklon dna byl menší než sklon kritický $i_0 = 0 < i_k$, byla uvažována konstantní hustota kapaliny, smyková napětí v kapalině byla vyvolaná turbulencí a molekulární viskozitou. Smyková napětí na hladině a Coriolisovy síly byly zanedbány.

Matematická formulace problému

Model vychází z rovnice spojitosti (2) a dvou pohybových rovnic (3) a (4) zapsaných pro podmínky ustáleného proudění [20]:

$$\frac{\partial\left(hv_{sx}\right)}{\partial x}+\frac{\partial\left(hv_{sy}\right)}{\partial y}=0\,, \tag{2}$$

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(hv_{sx}{}^{2}+\frac{1}{2}gh^{2}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(hv_{sx}v_{sy}\right)+gh\frac{\partial z_b}{\partial x}+ +\frac{1}{\rho}\left(\tau_{bx}-\frac{\partial\left(h\tau_{xx}\right)}{\partial x}-\frac{\partial\left(h\tau_{xy}\right)}{\partial y}\right)=0\,, \tag{3}$$

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(hv_{sx}v_{sy}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(hv_{sy}{}^{2}+\frac{1}{2}gh^{2}\right)+gh\frac{\partial z_b}{\partial y}+ +\frac{1}{\rho}\left(\tau_{by}-\frac{\partial\left(h\tau_{yx}\right)}{\partial x}-\frac{\partial\left(h\tau_{yy}\right)}{\partial y}\right)=0\,, \tag{4}$$

kde h je hloubka vody, v_{sx} a v_{sy} jsou složky průměrné svislicové rychlosti, x, y jsou prostorové souřadnice, τ_{xx}, τ_{xy}, τ_{yx}, τ_{yy} jsou složky smykových napětí způsobené turbulencí a τ_{bx} a τ_{by} jsou složky smykových napětí na dně, z_b je úroveň dna a ρ je hustota vody.

Pro řešení smykových napětí způsobených turbulencí byl použit Boussinesqův přístup zavádějící „celkovou“ viskozitu υ_τ [20]

$$\tau_{xx}=\rho\upsilon_t\left(\frac{\partial v_{sx}}{\partial x}+\frac{\partial v_{sx}}{\partial x}\right);\ \tau_{xy}=\tau_{yx}=\rho\upsilon_t\left(\frac{\partial v_{sx}}{\partial y}+\frac{\partial v_{sy}}{\partial x}\right);\ \tau_{yy}=\rho\upsilon_t\left(\frac{\partial v_{sy}}{\partial y}+\frac{\partial v_{sy}}{\partial y}\right). \tag{5}$$

Celková viskozita je počítána jako součet tří složek ve tvaru [20]

$$\upsilon_t=\upsilon_{t0}+c_{\upsilon 1}u_*h+c_{\upsilon 2}|J|\sqrt{\left(\frac{\partial v_{sx}}{\partial x}\right)^2+\left(\frac{\partial v_{sy}}{\partial y}\right)^2+\frac{1}{2}\left(\frac{\partial v_{sx}}{\partial y}+\frac{\partial v_{sy}}{\partial x}\right)^2}\,, \tag{6}$$

kde $\upsilon_{\tau 0}$ je základní viskozita daná vlastnostmi tekutiny (např. ovlivněná teplotou nebo obsahem suspendovaných částic) zahrnující kinematickou viskozitu, $c_{\upsilon 1}$, $c_{\upsilon 2}$ jsou součinitele turbulentní viskozity, $u_*=\frac{nU}{h^{1/6}}\sqrt{g}$ je třecí rychlost u dna a $|J|$ je determinant Jacobiovy transformační matice souřadnic výpočtového elementu (při použití metody konečných prvků).

Složky smykového napětí na dně jsou vyjádřeny takto:

$$\tau_{bx}=\rho\frac{gn^2}{h^{1/3}}v_{sx}\sqrt{v_{sx}{}^2+v_{sy}{}^2}\sqrt{1+\left(\frac{\partial z_b}{\partial x}\right)^2+\left(\frac{\partial z_b}{\partial y}\right)^2}\,, \tag{7}$$

$$\tau_{by}=\rho\frac{gn^2}{h^{1/3}}v_{sy}\sqrt{v_{sx}{}^2+v_{sy}{}^2}\sqrt{1+\left(\frac{\partial z_b}{\partial x}\right)^2+\left(\frac{\partial z_b}{\partial y}\right)^2}\,, \tag{8}$$

kde n je součinitel drsnosti dle Manninga [21].

Okrajové podmínky na jednotlivých hranicích náhradní oblasti (*obr. 4*) jsou:

na přelivné hraně $h|_{\Gamma_{1,1}} = h_n < h_k$, (9a)

na odtoku $h|_{\Gamma_{1,2}} = h_d$, (9b)

na přítoku $v_{sx}|_{\Gamma_{2,1}} = v_{sx0}$, (9c)

na přítoku $v_{sy}|_{\Gamma_{2,1}} = 0$, (9d)

na stěnách $v_{sx} = v_{sy}|_{\Gamma_{2,2}} = 0$. (9e)

Použitý software SMS 10.0 – FESWMS využívá k řešení uvedených rovnic (2) až (8) při okrajových podmínkách (9) metodu konečných prvků [20].

Vymezení náhradní oblasti

Výpočtová oblast vycházela z tvaru a rozměrů fyzikálního modelu v měřítku 1:1. Zahrnovala úsek s přelivem, nátokovou sekci, úsek koryta před přelivem a za ním. Oblast byla diskretizována čtyřúhelníkovými a trojúhelníkovými konečnými prvky proměnné velikosti. Velikost prvků byla v místě zavázání přelivu do svahu hráze zmenšena, aby byla co nejvýstižněji postihnuta břehová čára. Výpočtová oblast s dělením na prvky je zřejmá z *obr. 4*. Součinitel drsnosti povrchu dle Manninga byl shodný s fyzikálním modelem, tj. v korytě n = 0,017 a na koruně přelivu n_p = 0,011.

Zadání okrajových podmínek

Okrajové podmínky byly zadány na hranicích náhradní oblasti následovně. Na hranici $\Gamma_{2,1}$ reprezentující přítok byly zadány složky průměrné svislicové rychlosti v_{sx} a v_{sy} odvozené z průtoku Q_h. Hranice $\Gamma_{2,2}$ reprezentovala nepropustnou stěnu bez tření o její povrch. Na hranici $\Gamma_{1,2}$ reprezentující odtok, byla zadána známá (na fyzikálním modelu stanovená) hloubka vody h.

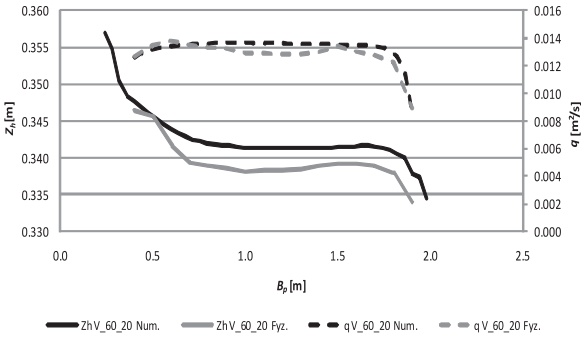
Zvláštní pozornost byla věnována zadání okrajové podmínky na povodní hraně koruny bočního přelivu. Na této hranici $\Gamma_{1,1}$, byla zadána konstantní hloubka vody, která byla nižší než kritická hloubka h_k v daném místě. Uvedený způsob zadání dolní okrajové podmínky na přelivu nemá významný vliv na úroveň hladiny před přelivem a lze ji použít pouze u přelivů, kde na jejich koruně vznikne přibližně

kritické proudění. Takto zadaná úroveň hladiny umožňuje modelový dopočet kritické hloubky proti proudu vody. Ta již není po délce přelivu konstantní a lépe tak vystihuje poměry na přelivné hraně.

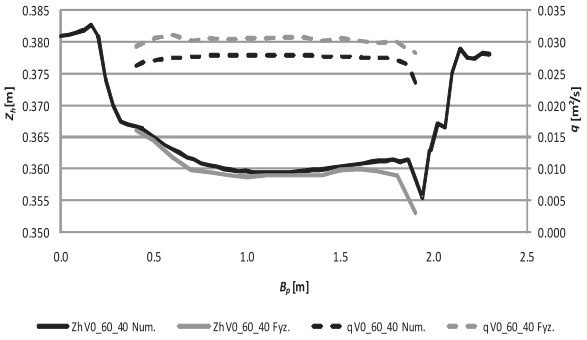
Pro řešené varianty uvedené v *tab. 1* byla okrajová podmínka na $\Gamma_{1,1}$ zadávána dle *tab. 2*.

Tab. 2. Hodnoty okrajových podmínek a kritické hloubky u jednotlivých variant

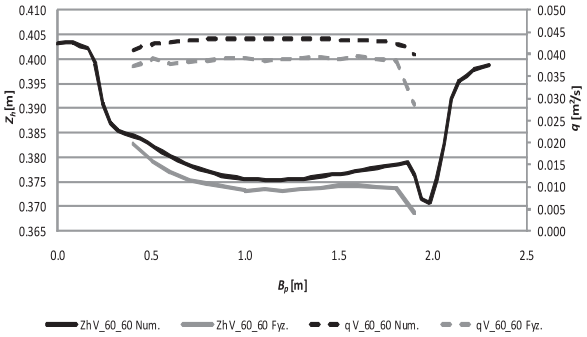
Varianta	h_d [m]	h_n [m]	h_k [m]	Q_h [l·s^{-1}]
V_60_20	0,355	0,026	0,0263	80
V_60_40	0,379	0,041	0,0417	100
V_60_60	0,4015	0,054	0,0546	120
V_00_60	0,4015	0,054	0,0546	60



Obr. 9. Úroveň hladiny z_h a specifický průtok q v podélné ose přelivu, V_60_20



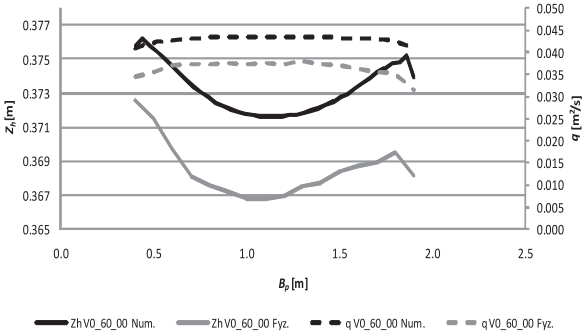
Obr. 10. Úroveň hladiny z_h a specifický průtok q v podélné ose přelivu, V_60_40



Obr. 11. Úroveň hladiny z_h a specifický průtok q v podélné ose přelivu, V_60_60

Kalibrace modelu

Kalibrace numerického modelu byla provedena s využitím naměřených dat na fyzikálním modelu. Byla provedena pro první variantu V_60_20 a spočívala ve stanovení základní viskozity υ_{t0} a součinitelů turbulentní viskozity $c_{\upsilon 1}$, $c_{\upsilon 2}$ tak, aby bylo dosaženo co nejlepší shody výsledků numerických výpočtů s hodnotami naměřenými na fyzikálním modelu.

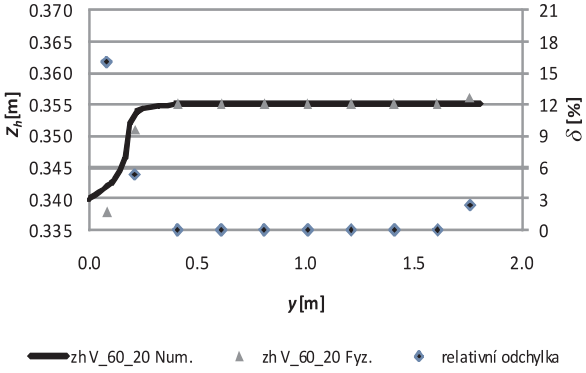


Obr. 12. Úroveň hladiny z_h a specifický průtok q v podélné ose přelivu, V0_00_60

Porovnávána byla úroveň hladiny z_h v příčném řezu osou přelivu B – B´ a podélném řezu v ose koryta A – A´ dle *obr. 2*. Naměřené a vypočtené hodnoty jsou spolu s relativní odchylkou znázorněny na *obr. 13*. Relativní odchylka je definována následovně:

$$\delta = \frac{|h' - h|}{|h'|} \cdot 100\ [\%], \qquad (10)$$

kde h' je experimentálně určená hloubka vody a h je hloubka vody získaná numericky.



Obr. 13. Úroveň hladiny z_h v příčném řezu B-B´ (obr. 2), V_60_20

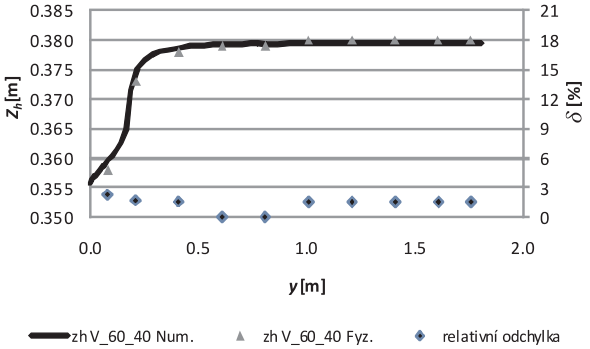
Dále byla porovnána kvalitativní shoda rychlostního pole znázorněného na *obr. 5*. Ukázalo se, že vliv součinitele $c_{\upsilon 1}$ je velmi obtížně vyhodnotitelný vzhledem k minimálním rozdílům v úrovni hladiny v ose koryta a také vzhledem k tomu, že na proudění měl tento součinitel kvalitativně shodný efekt jako změna hodnoty základní viskozity. Kalibrací získané hodnoty pro výpočet proudění jak v korytě, tak i na přelivu, byly stanoveny $\upsilon_{t0} = 0{,}005$, $c_{\upsilon 1} = 0$, $c_{\upsilon 2} = 0{,}1$.

Odchylky mezi výsledky numerického a fyzikálního experimentu byly největší v místě koruny bočního přelivu. Důvod této odchylky spatřujeme ve způsobu zadávání okrajové podmínky na bočním přelivu a v zanedbání vertikální složky vektoru rychlosti u numerického modelu, dále se může projevit větší měrou chyba měření na fyzikálním modelu v místech malých hloubek. Celkově však lze konstatovat dosažení přijatelné shody.

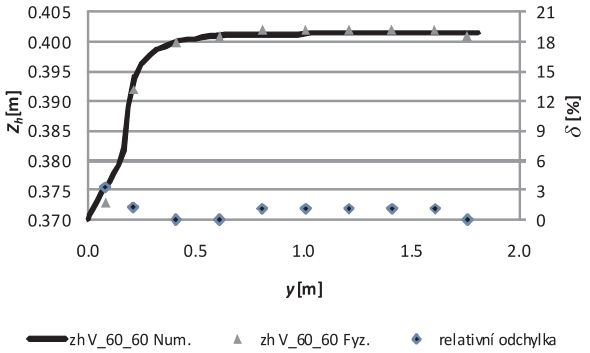
Porovnání výsledků – verifikace numerického modelu

Porovnání výsledků (verifikace) získaných pro ostatní varianty bylo provedeno již beze změny parametrů numerického modelu. Verifikace byla provedena kvalitativním porov-

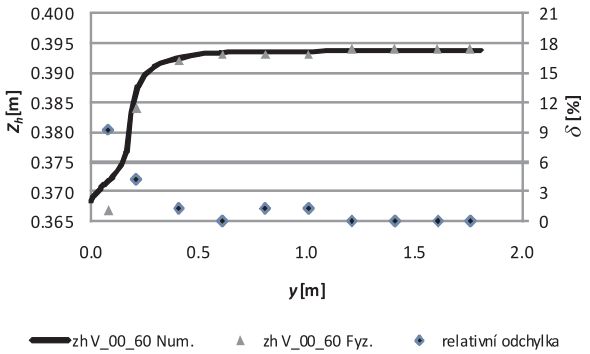
náním vektorů průměrné svislicové rychlosti zobrazených na *obr. 5* až *obr. 8*. Kvantitativní porovnání naměřených a vypočtených hodnot bylo provedeno obdobně jako u kalibrace modelu pro úroveň hladiny a specifický průtok v podélné ose přelivu (*obr. 9* až *obr. 12*) a pro úroveň hladiny v příčném řezu přelivu B-B´ dle *obr. 2*. Výsledky porovnání jsou patrné na *obr. 13* až *obr. 16*, kde je znázorněna také relativní odchylka hodnot.



Obr. 14. Úroveň hladiny z_h v příčném řezu B-B´ (obr. 2), V_60_40



Obr. 15. Úroveň hladiny z_h v příčném řezu B-B´ (obr. 2), V_60_60



Obr. 16. Úroveň hladiny z_h v příčném řezu B-B´ (obr. 2), V0_00_60

Z porovnání hodnot získaných experimentálně a numericky plyne relativně dobrá shoda velikosti i směru vektorů průměrných svislicových rychlostí a úrovně hladiny. Úroveň hladiny v místě návodní hrany koruny přelivu dosahovala největší odchylky 5 mm u varianty V_00_60 a 4 mm u varianty V_60_20. Relativní odchylka měřených a numericky získaných úrovní hladiny je pak u jednotlivých variant znázorněna na *obr. 13* až *obr. 16*.

Závěry a zhodnocení

Pro řešení hydraulických poměrů v prostoru bočního hrázového přelivu bylo použito fyzikálního a numerického modelování. Cílem bylo především ověřit použitelnost 2D modelu plošného proudění pro řešení proudění v předpolí bočního přelivu.

Kalibrace numerického modelu ukázala vliv kinematické turbulentní viskozity υ_{t0} a součinitelů turbulentní viskozity $c_{\upsilon 1}$, $c_{\upsilon 2}$. Nejlepší shody naměřených a vypočítaných hodnot bylo dosaženo při $\upsilon_{t0} = 0{,}005$, $c_{\upsilon 1} = 0$ a $c_{\upsilon 2} = 0{,}1$. Kalibrace také naznačila způsob zadávání okrajové podmínky (10b) na povodní hraně široké koruny přelivu.

Z porovnání výsledků fyzikálního a numerického modelování vyplývá poměrně dobrá kvalitativní i kvantitativní shoda průběhu sledovaných veličin, tj. rychlostí proudění a úrovně hladiny.

Provedený výzkum naznačil prostorové rozdělení rychlostního pole při jednotlivých variantách průtoků v toku a na přelivu. Ukazuje se, že v korytě za přelivem (v jeho blízkosti) vzniká zóna s nižšími rychlostmi, kde lze předpokládat usazování materiálu neseného proudem, což potvrzují i jiné studie, např. [10]. Rozsah této zóny se logicky zvětšuje se zvětšujícím se poměrem Q_p/Q_d.

Kvantitativní shoda byla stanovena u jednotlivých variant zejména porovnáním úrovně hladiny vody. Relativní odchylka se až na dva změřené body pohybovala maximálně do 5 % a nejčastěji do 3 %.

Zvláštní pozornost byla věnována zadání okrajové podmínky na povodní hraně koruny bočního přelivu. Numerické testy ukázaly, že je nejvhodnější zadat konstantní hloubku vody, která je nižší než hloubka kritická (dokonalý přepad). Model v následujícím uzlu dopočítá kritickou hloubku, která již není podél přelivu konstantní. Takto zadaná okrajová podmínka umožňuje lépe popsat proudění na přelivu.

Závěry výzkumu prokazují dobrou použitelnost 2D numerických modelů pro daný typ úloh. Zanedbání vertikální složky vektoru rychlosti nevede k výraznému ovlivnění celkového charakteru proudového pole.

Článek vznikl za podpory projektu NAZV QI 92A139.

Literatura

[1] Kadeřábková, J. – Golík, P. – Říha, J.: Historické povodně a poruchy ochranných hrází v povodí řeky Moravy, Vodní hospodářství, 2005, s. 285-287.
[2] Jandora, J. – Říha, J.: Porušení sypaných hrází v důsledku přelití. Brno, ECON publishing 2002.
[3] Mitri, H. S.: Open channel overflow diversion structures with side-weirs. Open dissertations and thesis. McMaster University, 1981, 211 s.
[4] de Marchi, G.: Essay on the performance of lateral weirs (in Italian). L'Energia Electrica, Milan, Vol. 11, No. 11, 1934, 849 s.
[5] Frazer, W.: The behavior of side weirs in prismatic rectangular channels. [Proceedings], Institution of Electrical Engineers, 6, 1957, s.305-327.
[6] Kunštátský, J.: Boční přepad. VUT v Brně, Fakulta stavební, 1970, 89 s.
[7] Subramanya, K. – Awasthy, S. C.: Spatially varied flow over side weirs. Journal of the Hydraulics Division, 98(HY1), 1972.
[8] James, W. – Mitri, H.: General algorithm for side weir overflow and diversion structures from combined sewer systems. Proceedings of the SWMM User's Group Meeting, Austin, TX. CHI, Hamilton, 1981.
[9] Ura, M. – Kita, Y. – Akiyama, J. – Moriyama, H. – Kumar Jha, A.: Discharge coefficient of oblique side weirs, J. Hydroscience and Hydraulic Engrg., JSCE, 19(1), 2001, pp. 85-96.
[10] Rosier, B.: Interaction of side weir overflow with bed-load transport and bed morphology in a channel. Thesis 3872. Ecole polytechnique Federale de Lausanne, 2007.
[11] Pathirana, K. P. P. – Munas, M. M. – Jaleel, A. L. A.: Discharge Coefficient for Sharp-Crested Side Weir in Supercritical Flow. ENGINEER - Vol. XXXIX, No. 02, Journal of the Institution of Engineers, Sri Lanka, 2006, pp. 17-24.

[12] Agaccioglu, H. – Onen, F.: Clear-water scour at a side-weir intersection along the bend. Irrigation and Drainage. Vol. 54, Issue 5, 2005, pp. 553-569.
[13] Lee, K. – Holley, E. R.: Physical modelling for side-channel weirs. CRWR Online Report 02-2. Harris Flood Control District, 2002.
[14] Emiroglu, M. E. – Kaya, N. – Agaccioglu, H.: Discharge Capacity of Labyrinth Side Weir Located on a Straight Channel J. Irrig. and Drain. Engrg. 136. doi:10.1061/(ASCE)IR.1943-4774.0000112, 2010, p. 10.
[15] Hager, W. H.: Lateral Outflow Over Side Weirs. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 113, No. 4, 1987, pp. 491-504.
[16] Burgin, J. F. – Holley, E. R.: Side-diversion analysis system. CRWR Online Report 02-3. http://www.crwr.utexas.edu/ /online.shtml, 2002, p. 26.
[17] Zachoval, Z. – Pařílková, J. – Dvořák, L.: The measurement of velocity field near the lateral weir. XXIV. Symposium on anemometry. Institute of hydrodynamics ASCR, 2010.
[18] Novák, P. – Čábelka, J.: Models in Hydraulic Engineering. London, Pitman. Publishing Limited 1981.
[19] Vreugdenhil, C. B.: Numerical methods for shallow water flow, Kluwer Academic Publishers, 1994, p. 261.
[20] Froehlich, D. C.: User's Manual for FESWMS FST2DH. U.S. Department of Transportation, 2002, p. 209.
[21] Arcement, G. J. Jr. – Schneider, V. R.: Guide for selecting Manning's roughness coefficients for natural channels and flood plains. U.S.G.S. Water-Supply Paper 2339, 1989, p. 38.

Dvořák, L. – Říha, J. – Zachoval, Z.: Flow Modelling in the Forebay of the Side Dam Spillway

The article presents the findings obtained from the physical and mathematical modelling of water flow in the forebay of a trapezoid-shaped side spillway with a wide crest of a trapezoidal cross-section. Such parameters occur, for example, in spillways situated in the bodies of protective dams or in forebays of intake overflow structures of irrigation systems. The flow characteristics were measured on a physical model in laboratory conditions and compared to the results from a 2D numerical model.

STAVEBNÍ OBZOR

ROČNÍK 20 ČÍSLO 2/2012

Navigace v dokumentu

OBSAH

Holický, M. – Sýkora, M
Stanovení směrných úrovní spolehlivosti pro stavební konstrukce **36**

Vořechovský, M. – Miča, L. – Jiří Boštík, J.
Posouzení únosnosti plošného základu – část 2 **40**
Ověření spolehlivosti návrhu plně pravděpodobnostní metodou

Ing. Tereza Kulovaná, T. – Vejmelková, E. – Černý, R. – Ondráček, M. – Sedlmajer, M.
Reologické, mechanické a tepelné vlastnosti betonu s jemně mletým keramickým střepem **46**

Čáchová, M. – Koňáková, D. – Vejmelková, E. – Keppert, M. – Výborný, J. – Černý, R.
Vlhkostní a tepelné vlastnosti lehčeného keramického střepu **49**

Toman, J. – Korecký, T. – Michalko, O. – Bažantová, Z. – Černý, R. – FRANK, M.
Porovnání mechanických vlastností obkladových protipožárních desek **52**

Kašpar, J.
Péče o technickou infrastrukturu ve veřejných vesnických prostorech **56**

Štroner, M.
Vliv realizace, centrace a určení výšky přístroje a cíle na přesnost určovaných veličin **59**

Stanovení směrných úrovní spolehlivosti pro stavební konstrukce

prof. Ing. Milan HOLICKÝ, Ph.D., DrSc.
Ing. Miroslav SÝKORA, Ph.D.
ČVUT v Praze – Kloknerův ústav

Platné dokumenty pro navrhování stavebních konstrukcí uvádějí značně rozdílné směrné úrovně spolehlivosti. V článku se odvozují směrné hodnoty indexu spolehlivosti s využitím pravděpodobnostní optimalizace. Teoretickou studii doplňují doporučení pro praktické aplikace. Ukazuje se, že optimální úroveň spolehlivosti závisí především na poměru následků poruchy a jednotkových nákladů optimalizovaného parametru, méně pak na návrhové době životnosti.

Assessment of the target reliability levels for building structures

The target reliability levels provided in various codes for structural design are inconsistent. In the presented article target reliability indices are derived using probabilistic cost optimisation. The theoretical study is supplemented by practical recommendations. It appears that the optimum reliability indices primarily depend on the ratio of the cost of structural failure and the cost per unit of the decision parameter influencing structural reliability.

Úvod

Národní i mezinárodní dokumenty pro navrhování stavebních konstrukcí doporučují rozdílné hodnoty směrných úrovní spolehlivosti. V souladu s ČSN ISO 2394 [1] lze optimální úroveň spolehlivosti stanovit na základě minimalizace nákladů na konstrukci a očekávaných následků poruchy se zřetelem na návrhovou dobu životnosti. Tomuto postupu se věnuje předložená studie.

Podle ČSN EN 1990 [2] se návrhová doba životnosti uvažuje jako „doba, po kterou má být konstrukce používána pro stanovený účel při běžné údržbě, avšak bez nutnosti zásadnější opravy". ČSN EN 1990 [2] uvádí pro různé konstrukce indikativní návrhové životnosti v rozmezí 10 až 100 let. Směrné hodnoty indexu spolehlivosti jsou doporučeny pro dvě referenční doby (1 rok a 50 let, viz *tab. 1*). Není zřejmá přímá souvislost s návrhovou dobou životnosti, která může být obecně odlišná od referenční doby.

Zdůrazníme, že referenční doba je interval, pro který jsou k dispozici charakteristiky časově proměnných veličin a pro který se stanoví pravděpodobnost poruchy. Pojem „referenční doba" se tedy může lišit od pojmu „návrhová doba životnosti". Záměna obou pojmů může vést k nedorozumění a chybnému rozhodnutí.

Poznamenáme, že dvojice indexů spolehlivosti uvedené v *tab. 1* pro 1 rok a 50 let odpovídají pro každou třídu spolehlivosti RC stejné úrovni. Praktické využití těchto hodnot

Tab. 1. Doporučené minimální hodnoty indexu spolehlivosti β pro mezní stavy únosnosti [2]

Třída spolehlivosti	Následky poruchy	Index spolehlivosti β pro referenční dobu		Příklad pozemních a inženýrských staveb
		1 rok	50 let	
RC3	vysoké	5,2	4,3	mosty, budovy pro veřejnost
RC2	střední	4,7	3,8	obytné a administrativní budovy
RC1	malé	4,2	3,3	zemědělské stavby

však závisí na referenční době uvažované při ověření spolehlivosti. Volba referenční doby může souviset s dostupnými statistickými údaji o časově proměnných veličinách (užitná zatížení, zatížení větrem, zemětřesení atd.).

Uvažujme např. konstrukci třídy spolehlivosti RC2 s návrhovou dobou životnosti 50 let. Hodnota $\beta = 3{,}8$ by se pak měla použít společně s pravděpodobnostními modely základních veličin vztažených k tomuto období (např. padesátiletých maxim zatížení sněhem na zemi). Stejné úrovně spolehlivosti se dosáhne, pokud se uváží směrná hodnota $\beta = 4{,}7$ společně s teoretickými modely vztaženými k jednomu roku.

ČSN ISO 2394 [1] uvádí indikativní směrné hodnoty indexu spolehlivosti pro návrhovou dobu životnosti v závislosti nejen na následcích poruchy, ale také na relativních nákladech na zajištění spolehlivosti (*tab. 2*).

Tab. 2. Příklad směrných hodnot indexu spolehlivosti vztažených k návrhové době životnosti [1]

Relativní náklady na zajištění spolehlivosti	Následky poruchy			
	velmi malé	malé	střední	vysoké
vysoké	0	1,5	2,3	3,1
střední	1,3	2,3	3,1	3,8
nízké	2,3	3,1	3,8	4,3

Podobná doporučení obsahuje pravděpodobnostní modelová příručka Joint Committee on Structural Safety JCSS (Společná komise pro bezpečnost konstrukcí) [3], viz *tab. 3*. Doporučené směrné hodnoty indexu spolehlivosti jsou také vztaženy k následkům poruchy a k relativním nákladům na zajištění spolehlivosti, avšak pro referenční dobu jednoho roku. Podobně jako v ČSN EN 1990 [2] uvádí příručka [3] třídy následků poruchy. Tyto třídy jsou vztaženy k poměru nákladů ρ (*tab. 3*), který se stanoví z podílu mezi:

– součtem nákladů na konstrukci a očekávaných následků poruchy,
– nákladů na konstrukci.

Tab. 3. Indikativní směrné hodnoty indexu spolehlivosti vztažené k referenční době jednoho roku pro mezní stavy únosnosti [3]

Poměr nákladů	Následky poruchy		
	malé $\rho < 2$	střední $2 < \rho < 5$	velké $5 < \rho < 10$
ohrožení života v případě poruchy	malé až zanedbatelné	střední	vysoké
nebo			
ekonomické následky v případě poruchy	malé až zanedbatelné	značné	velmi vysoké
příklady	zemědělské stavby, sila, stožáry	obytné a administrativní budovy, průmyslové stavby	významné mosty, divadla, nemocnice, vysoké budovy
velké relativní náklady na zajištění spolehlivosti	$\beta = 3{,}1$	$\beta = 3{,}3$	$\beta = 3{,}7$
normální	$\beta = 3{,}7$	$\beta = 4{,}2$	$\beta = 4{,}4$
malé	$\beta = 4{,}2$	$\beta = 4{,}4$	$\beta = 4{,}7$

Oba dokumenty [1], [3] tedy uvádějí nižší indexy spolehlivosti než ČSN EN 1990 [2], a to dokonce i pro „malé relativní náklady na zajištění spolehlivosti“. Všechny dokumenty [1]-[3] pak vztahují směrné úrovně spolehlivosti k různým referenčním dobám. S výjimkou ČSN ISO 2394 [1] není navíc zřejmý vztah mezi návrhovou dobou životnosti a směrnou úrovní spolehlivosti, a není tedy jasné, jaká hodnota indexu spolehlivosti by se měla použít pro návrhovou dobu životnosti odlišnou od 50 let (např. 10 let).

Článek se proto zaměřuje na objasnění vztahu mezi návrhovou dobou životnosti a směrnou úrovní spolehlivosti. Poskytuje návod na stanovení směrné úrovně spolehlivosti pro danou návrhovou dobu životnosti. Teoretická studie je doplněna o doporučení pro praktické aplikace.

Obecné zásady pravděpodobnostní optimalizace nákladů

Pravděpodobnostní optimalizace může vycházet ze zjednodušené funkce očekávaných celkových nákladů $C_{\text{tot}}(x, q, n)$ (vyjádřených současnou hodnotou)

$$C_{\text{tot}}(x, q, n) = C_0 + x\, C_1 + C_f \sum_{i=1}^{n} P_f(x,i)\, Q(q,i)\,. \qquad (1)$$

Symbol x označuje optimalizovaný parametr ovlivňující spolehlivost konstrukce, C_0 počáteční náklady nezávislé na parametru x, C_1 jednotkové náklady parametru x, C_f náklady související s poruchou, n návrhovou životnost v letech, $P_f(x, i)$ pravděpodobnost poruchy v roce i a $Q(q, i)$ diskontní koeficient závislý na počtu let i a roční diskontní sazbě q (např. 0,03 – průměrná hodnota dlouhodobé diskontní sazby v evropských zemích).

Poznamenáme, že v této studii se návrhová životnost uvažuje jako daná (deterministická) hodnota. Ve skutečnosti to může být náhodná veličina závislá na různých společenských a fyzikálních vlivech a může být optimalizována. Při optimalizaci životnosti by však bylo potřebné uvážit i užitek plynoucí z provozu konstrukce.

Za předpokladu nezávislosti poruch v jednotlivých letech lze pravděpodobnost poruchy $P_f(x, i)$ v roce i vyjádřit vztahem

$$P_f(x, i) = p(x)\,[1 - p(x)]^{i-1}, \qquad (2)$$

kde $p(x)$ označuje roční pravděpodobnost poruchy závislou na parametru x. Poznamenáme, že předpoklad o nezávislosti poruch v jednotlivých letech přibližně platí, pokud je pravděpodobnost poruchy ovlivněna především proměnnými zatíženími, jejichž roční maxima jsou statisticky nezávislá. Pravděpodobnost poruchy během n let $P_{fn}(x)$ pak může být odhadnuta jako součet geometrické řady $P_f(x, i)$

$$P_{fn}(x) = 1 - (1 - p(x))^n \le n\, p(x). \qquad (3)$$

Poznamenáme, že pro $n = 50$ let je horní mez uvedená ve vztahu (3) dostatečně přesná pro malé pravděpodobnosti $p(x) < 10^{-3}$. Uvedený postup lze zobecnit i pro poruchy závislé v jednotlivých letech [4].

Diskontní koeficient pro očekávané náklady v roce i se obvykle popisuje vztahem

$$Q(q,i) = 1 / (1+q)^i. \qquad (4)$$

Ze vztahů (1), (2) a (4) vyplývají celkové náklady

$$C_{\text{tot}}(x,q,n) = C_f\, p(x)\, PQ\,(x,q,n) + C_0 + x\, C_1, \qquad (5)$$

kde se očekávané následky poruchy během návrhové životnosti stanoví ze součinu současné hodnoty následků poruchy C_f, roční pravděpodobnosti $p(x)$ a součtu geometrické řady $PQ(x, q, n)$ s koeficientem $pq(x, q) = [1 - p(x)] / (1 + q)$

$$PQ(x, q, n) = [1 - pq(x,q)^n] / [1 - pq(x,q)]. \qquad (6)$$

Ze vztahu (5) vyplývá, že celkové náklady $C_{\text{tot}}(x, q, n)$ závisejí na nákladech C_0, C_1 a C_f, roční pravděpodobnosti poruchy $p(x)$, diskontní sazbě q a počtu let n. Poznamenáme, že pro malé pravděpodobnosti poruchy $p(x)$ a nízkou diskontní sazbu q platí $PQ(x, q, n) \approx n$.

Ze vztahu (1) plyne podmínka pro minimum celkových nákladů

$$\frac{\partial C_{\text{tot}}(x,q,n)}{\partial x} = C_f \sum_{i=1}^{n} Q(q,i) \left[\frac{\partial P_f(x,i)}{\partial x}\right]_{x=x_{\text{opt}}} + C_1 = 0\,, \qquad (7)$$

a tedy

$$\sum_{i=1}^{n} Q(q,i) \left[\frac{\partial P_f(x,i)}{\partial x}\right]_{x=x_{\text{opt}}} = -\frac{C_1}{C_f}\,. \qquad (8)$$

Vztah (7) představuje obecnou podmínku pro minimum celkových nákladů $C_{\text{tot}}(x, q, n)$, optimální hodnotu parametru x_{opt} a optimální pravděpodobnost poruchy $p_{\text{opt}} = p(x_{\text{opt}})$. Optimální pravděpodobnost poruchy pro návrhovou životnost plyne ze vztahu (3)

$$P_{fn,\text{opt}} = 1 - (1 - p_{\text{opt}})^n \le n\, p_{\text{opt}} \qquad (9)$$

s odpovídajícím indexem spolehlivosti

$$\beta_{\text{opt}} = -\Phi^{-1}(P_{fn,\text{opt}}), \qquad (10)$$

kde Φ^{-1} je inverzní distribuční funkce normovaného normálního rozdělení. Tyto veličiny obecně závisejí na poměru nákladů C_f/C_1, diskontní sazbě q a počtu let n.

Pravděpodobnost poruchy konstrukčního prvku

Při rozboru spolehlivosti konstrukčního prvku se uvažuje následující funkce mezního stavu

$$Z(x) = x\,f - (G + Q), \tag{11}$$

kde x označuje deterministickou veličinu ovlivňující spolehlivost (např. průřezovou plochu), f je pevnost materiálu, G účinek stálého zatížení a Q účinek proměnného zatížení. Pravděpodobnostní modely uvažované v numerickém příkladu jsou uvedeny v *tab. 4*.

Tab. 4. Pravděpodobnostní modely základních veličin f, G a Q

Veličina	Rozdělení	Průměr	Variační koeficient
f	lognormální	100	0,1
G	normální	35	0,1
Q (roční maxima)	Gumbelovo	10	0,5

S uvážením modelů uvedených v *tab. 4*, může být rezerva spolehlivosti $Z(x)$ dobře popsána tříparametrickým lognormálním rozdělením. Roční pravděpodobnost poruchy $p(x)$ se pak odvodí z distribuční funkce

$$p(x) = F_{Z(x)}(0; \mu_{Z(x)}; \sigma_{Z(x)}; \omega_{Z(x)};), \tag{12}$$

kde $F_Z(\ )$ označuje distribuční funkci rozdělení $Z(x)$ s průměrem μ, směrodatnou odchylkou σ a šikmostí ω.

Příklad optimalizace nákladů

Následující příklad ukazuje uplatnění obecných zásad pravděpodobnostní optimalizace. Pro zjednodušení jsou celkové náklady $C_{tot}(x, q, n)$ ze vztahu (1) normalizovány na náklady $\kappa_{tot}(x, q, n)$

$$\kappa_{tot}(x, q, n) = [C_{tot}(x, q, n) - C_0] / C_f =$$

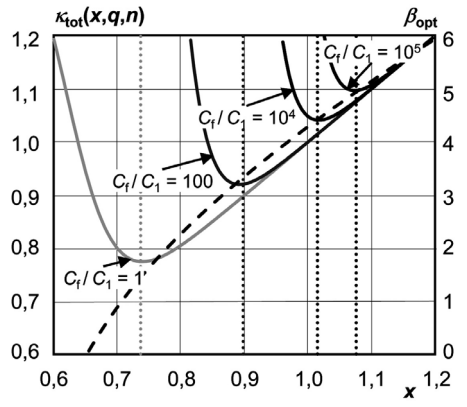
$$= p(x)PQ(x, q, n) + x\,C_1/C_f. \tag{13}$$

Je zřejmé, že minimum nákladů $C_{tot}(x, q, n)$ i $\kappa_{tot}(x, q, n)$ nastává pro stejnou optimální hodnotu x_{opt}. V příkladu se uvažuje roční pravděpodobnost poruchy $p(x)$ daná vztahem (12). Následující postup lze však použít pro jakoukoli závislost pravděpodobnosti $p(x)$ na optimalizovaném parametru x.

Uvažuje se diskontní sazba q = 0,03 a návrhová doba životnosti n = 50 let. *Obrázek 1* ukazuje normalizované náklady $\kappa_{tot}(x, q, n)$ a optimální index spolehlivosti β_{opt} odpovídající pravděpodobnosti $P_{fn,opt}$ v závislosti na parametru x pro vybrané poměry nákladů C_f/C_1. Optimální hodnoty $x_{opt}(q, n)$ jsou naznačeny svislými tečkovanými čárami.

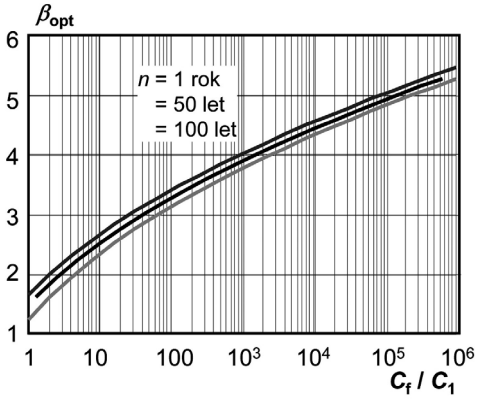
Optimální hodnoty indexu spolehlivosti

Optimální hodnota indexu spolehlivosti $\beta_{opt}(q, n, C_f/C_1)$ obecně závisí na diskontní sazbě q, návrhové době životnosti n a poměru nákladů C_f/C_1. *Obrázek 2* ukazuje závislost optimálního indexu β_{opt} na poměru nákladů C_f/C_1 pro vybrané návrhové životnosti n = 1, 50, 100 let a diskontní sazbu q = 0,03. Závislost indexu β_{opt} na poměru nákladů C_f/C_1 pro diskontní sazby q = 0,01, 0,03 a 0,05 a návrhovou dobu životnosti n = 50 je znázorněna na *obr. 3*. Z obrázků vyplývá, že optimální index spolehlivosti β_{opt} nepatrně klesá s rostoucí návrhovou dobou životnosti n a rostoucí diskontní sazbou q. Index β_{opt} je však především závislý na poměru nákladů C_f/C_1; jeho závislost na n a q se zdá být méně významná.

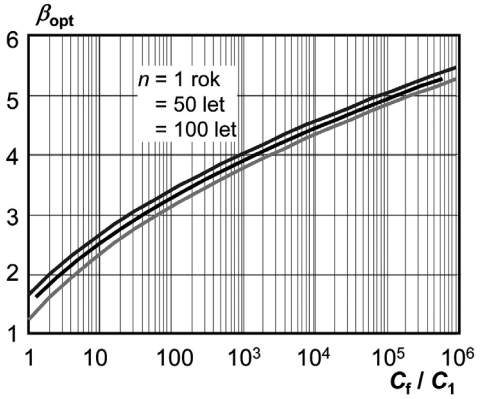


Obr. 1. Normalizované náklady $\kappa_{tot}(x, q, n)$ a optimální index spolehlivosti β_{opt} v závislosti na parametru x pro q = 0,03; n = 50 let a vybrané poměry nákladů C_f/C_1

Na *obrázku 3* jsou navíc naznačeny směrné úrovně spolehlivosti uvedené v ČSN EN 1990 [2] pro různé třídy spolehlivosti (*tab. 1*) a referenční dobu 50 let. Dále je uvedena hodnota β = 1,5 podle ČSN ISO 2394 [1] vztažená k návrhové životnosti (zde 50 let) pro vysoké relativní náklady na



Obr. 2. Závislost optimálního indexu spolehlivosti β_{opt} na poměru nákladů C_f/C_1 pro vybrané návrhové doby životnosti n = 1, 50, 100 let a diskontní sazbu q = 0,03

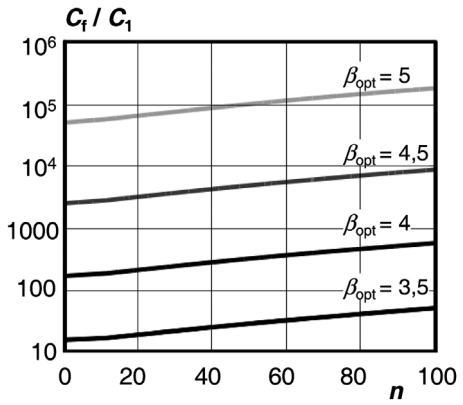


Obr. 3. Závislost optimálního indexu spolehlivosti β_{opt} na poměru nákladů C_f/C_1 pro vybrané roční diskontní sazby q = 0,01; 0,03 a 0,05 a návrhovou dobu životnosti n = 50 se směrnými úrovněmi spolehlivosti podle [2] a [1]

zajištění spolehlivosti (souvisejícími s C_1) a malé následky poruchy (souvisejícími s C_f). Ukazuje se, že směrné úrovně podle ČSN EN 1990 pro třídy spolehlivosti RC1, RC2 a RC3 odpovídají přibližně poměrům nákladů $C_f/C_1 = 10^2$, 10^3 a 10^4. Hodnota $\beta = 1{,}5$ odpovídá poměru $C_f/C_1 = 1$, který může dobře popisovat „vysoké relativní náklady na zajištění spolehlivosti a malé následky poruchy".

Poznamenáme, že vyšší úrovně spolehlivosti ($\beta_{opt} > 5$ pro $C_f/C_1 > 10^5$) nejsou pokryty doporučenými hodnotami v současných předpisech [1]-[3]. Právě tyto úrovně však odpovídají úrovním spolehlivosti, kterých je implicitně dosahováno při návrhu konstrukcí podle současně platných norem (např. s využitím metody dílčích součinitelů) [5].

Obrázek 4 ukazuje vrstevnice optimálního indexu spolehlivosti β_{opt} v závislosti na návrhové době životnosti n a poměru nákladů C_f/C_1 pro $q = 0.03$. Lze jej využít pro stanovení optimálního indexu spolehlivosti β_{opt} pro danou návrhovou dobu životnosti n a poměr nákladů C_f/C_1. Například pro $n = 50$ let a $C_f/C_1 = 10^4$ vychází optimální index spolehlivosti $\beta_{opt} \approx 4{,}3$. Vrstevnice naznačují, že teoreticky optimální hodnota indexu spolehlivosti klesá s rostoucí návrhovou dobou životnosti. Tento pokles je způsoben vlivem diskontní sazby.



Obr. 4. Vrstevnice optimálního indexu spolehlivosti β_{opt} v závislosti na návrhové době životnosti n a poměru nákladů C_f/C_1 pro diskontní sazbu q = 0,03

Poznamenáme, že směrná hodnota indexu spolehlivosti β může být zvolena odlišně od optimální hodnoty β_{opt}, pokud je poměr nákladů C_f/C_1 obtížně stanovitelný. V takových případech je možné zvolit konzervativní odhad stanovený pro dolní meze návrhové doby životnosti (např. 50 let) a diskontní sazbu (např. 0,02).

Závěrečné poznámky

ČSN EN 1990 [2] neuvádí vztah mezi směrnou úrovní spolehlivosti a návrhovou dobou životnosti a není zřejmé, jak stanovit směrnou úroveň spolehlivosti pro návrhovou dobu životnosti odlišnou od 50 let. Směrné úrovně spolehlivosti mohou být odvozeny s využitím pravděpodobnostní optimalizace nákladů, která zřetelně naznačuje významnost veličin ovlivňujících směrnou spolehlivost. Mezi tyto veličiny patří především:

- poměr následků poruchy a jednotkových nákladů optimalizovaného parametru,
- návrhová doba životnosti,
- diskontní sazba.

Z numerického příkladu vyplývá, že optimální index spolehlivosti roste se zvyšujícími se následky poruchy. Vlivy návrhové doby životnosti a diskontní sazby na optimální úroveň spolehlivosti se zdají být malé. Stanovení optimální úrovně spolehlivosti v praktických aplikacích může být založeno na *obr. 4* s uvážením vhodných dolních mezí pro návrhovou dobu životnosti (např. 50 let) a diskontní sazbu (např. 0,02). Platnost závěrů příkladu je však podmíněna přijatými předpoklady týkajícími se zjednodušené funkce celkových nákladů a nezávislosti ročních pravděpodobností poruchy. Zdůrazníme, že praktické aplikace pravděpodobnostní optimalizace by měly vycházet z reálných funkcí celkových nákladů, z věrohodných odhadů následků poruch a jednotkových nákladů optimalizovaného parametru.

Směrné úrovně spolehlivosti mohou být v metodice navrhování metodou dílčích součinitelů využity následujícím způsobem:

- použijí se charakteristické hodnoty základních veličin (včetně časově proměnných jako klimatická nebo užitná zatížení) stanovené nezávisle na návrhové době životnosti;
- návrhové hodnoty se stanoví na základě vhodného směrného indexu spolehlivosti pro daný poměr nákladů souvisejících s poruchou a jednotkových nákladů návrhového parametru, návrhové doby životnosti a diskontní sazby;
- dílčí součinitel se odvodí z podílu stanovené návrhové hodnoty a charakteristické hodnoty základní veličiny.

Další výzkum by měl být zaměřen zejména na odhad následků poruchy se zahrnutím sociálních, ekonomických a ekologických aspektů.

Článek vznikl v rámci řešení projektu 103/09/0693 GA ČR „Hodnocení bezpečnosti a rizik technických systémů". V příspěvku byly využity i výsledky výzkumného projektu TA01031314 TA ČR „Optimalizace bezpečnosti a životnosti existujících mostů".

Literatura

[1] ČSN ISO 2394: Obecné zásady spolehlivosti konstrukcí. ÚNMZ, 2003.
[2] ČSN EN 1990: Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí. ÚNMZ, 2011.
[3] JCSS: JCSS Probabilistic Model Code. Zurich, Joint Committee on Structural Safety 2006. <http://www.jcss.ethz.ch/>
[4] Sýkora, M. – Holický, M. – Marková, J.: Target reliability levels for assessment of existing structures. In Proc. ICASP11, Leiden, CRC Press/Balkema 2011, pp. 1048-1056.
[5] Holický, M. – Retief, J. V.: Reliability assessment of alternative Eurocode and South African load combination schemes for structural design. J. South African Institution Civil Engr, Vol. 47, No. 1 (2005), pp. 15-20.

Posouzení únosnosti plošného základu – část 2 Ověření spolehlivosti návrhu plně pravděpodobnostní metodou

doc. Ing. Miroslav VOŘECHOVSKÝ, Ph.D.
doc. Ing. Lumír MIČA, Ph.D.
Ing. Jiří BOŠTÍK, Ph.D.
VUT v Brně – Fakulta stavební

Článek navazuje na porovnání návrhu plošného základu podle dřívější národní geotechnické normy ČSN 73 1001 a nově platného EC 7 [14]. Námětem této části je využití plně pravděpodobnostního výpočtu. Tento přístup je názorně ilustrovaný a rovněž je demonstrováno, jak lze využít informace z plně pravděpodobnostní analýzy pro citlivostní analýzu problému a jak lze tuto informaci použít pro rozhodnutí o případných detailních statistických rozborech parametrů s cílem omezit neurčitost při navrhování, a provést tak hospodárnější návrh.

Assessment of the load-bearing capacity of a shallow foundation – Part II. Verification of design reliability using fully probabilistic method

This article is continuation of Part 1 [14], where juxtaposition design of a shallow foundation according to the ČSN 73 1001 Czech standard and the new Eurocode 7 was made. The subject of the second part is the usage of fully probabilistic design for this type of construction. This approach is clearly described in the article. Another aspect is the utilization of information from fully probabilistic design for sensitivity analysis and how this information may be used for decision-making about appropriate detailed statistical analysis parameters. It can help to reduce the level of uncertainty in design resulting in a more economical design performance.

Úvod

V první části [14] byl proveden návrh plošného základu dle nově platné evropské normy [15] a dříve používaného postupu definovaného v české normě [16] podle metody dílčích součinitelů resp. mezních stavů. Jak bylo poznamenáno v části I, i když využíváme teorie pravděpodobnosti při definování dílčích součinitelů, ve výsledku přistupujeme k návrhu deterministicky. S rozvojem výpočetní techniky však přichází stále častěji v úvahu i použití plně pravděpodobnostního výpočtu, kdy jsme buď schopni provést ve velmi krátké době rozsáhlý počet simulací, nebo lze provést aproximaci pokročilými metodami založenými na počtu pravděpodobnosti. Je však nutné poznamenat, že uplatnění plně pravděpodobnostních metod v technické praxi, obzvláště v geotechnické, je prozatím omezené, neboť projektanti nemají k dispozici dostatek dat (velké statistické soubory charakterizující nahodilost parametrů materiálu nebo zatížení). Tento trend se však postupně mění a v budoucnosti bude praxe stále častěji tento přístup aplikovat. Názorným příkladem v geotechnické praxi je využití numerických metod (nejčastěji metody konečných prvků). Donedávna bylo použití numerických metod doménou zejména vysokých škol, ale v poslední době došlo k jejich rozšíření i při navrhování v praxi.

Česká odborná komunita si začíná uvědomovat tuto skutečnost a stále častěji se setkáváme s publikacemi na toto téma [1], [9], [11] či aplikací počtu pravděpodobnosti výskytu události v kontextu geotechnických děl se zabývá též např. [8].

Námětem této části článku je studie ověření spolehlivosti návrhu plošného základu za využití plně pravděpodobnostní metody a názorné použití zvolených pravděpodobnostních metod.

Ověření spolehlivosti návrhu základu pomocí plně pravděpodobnostní metody

V tomto oddílu je prezentován výpočet pravděpodobnosti poruchy plošného základu, který byl navržen v části 1 podle uvedených norem, přesněji podle metody dílčích součinitelů spolehlivosti. Návrhy základu tam jsou tedy reprezentovány rovnicí (6), která je pro jednoduchost aproximována rovnicemi (7) a (8). Před uvedením výsledků pravděpodobností poruch je třeba předefinovat problém jako pravděpodobnostní úlohu.

Definice pravděpodobnostního modelu plošného základu

V analýze je uvažován následující vektor tří náhodných veličin

$$\mathbf{X} = \{\phi, V, H\} , \tag{1}$$

který sdružuje náhodný úhel vnitřního tření zeminy ϕ, náhodnou svislou V a vodorovnou H složku zatížení v základové spáře. Náhodný moment je (podobně jako v předchozí části) uvažován přímo závislý na vodorovné složce zatížení: $M = 4H$ (viz rovnice 1 – část 1). Proto je moment odvozenou náhodnou veličinou. Uvedená závislost determinuje další náhodnou veličinu – excentricitu výslednice zatížení v základové spáře.

Dále je definována funkce mezního stavu $g(\mathbf{X})$, tedy náhodná veličina Z, jako funkce základních náhodných veličin

$$Z = g(\mathbf{X}) = g(\phi, V, H) = R - E . \tag{2}$$

Funkce mezního stavu je zde definována jednoduše jako rozdíl mezi náhodnou únosností základové spáry R a náhod-

ným účinkem zatížení (modelovým napětím *E*). Zadání je nyní stanovit pravděpodobnost, že zatížení překročí únosnost zeminy, tedy pravděpodobnost, že veličina $Z = g(\mathbf{X})$ je záporná. To lze vyjádřit jako integrál

$$p_f = P\left(g\left(\mathbf{X}\right) \le 0\right) = \iiint_{\mathbf{X}\in D_f} f\left(\mathbf{X}\right) \mathrm{d}\phi \, \mathrm{d}V \, \mathrm{d}H \,, \qquad (3)$$

kde D_f označuje oblast náhodných vstupů, pro které dojde k poruše (charakterizováno nerovností $g(\mathbf{X}) \le 0$) a $f(\mathbf{X})$ je sdružená hustota pravděpodobnosti (PDF) náhodného vektoru **X**. Odpor základové půdy je počítán analogicky jako v části 1, tedy postupem uvedeným v rovnici (4) – část 1, avšak místo návrhových hodnot získaných pomocí dílčích součinitelů spolehlivosti jsou použity přímo hodnoty náhodné veličiny. Odpor základové půdy je tedy dán vztahem

$$R = \gamma\left(1-\frac{H}{V}\right)^2 \left\{ d \times N_d \times \left[1+0{,}1\sqrt{\frac{d}{b_{ef}}}\sin(2\phi)\right] + \cdot \right.$$

$$\left. + \frac{b_{ef}}{2}\left[1{,}5\left(N_d-1\right)\tan\phi\right]\right\}, \qquad N_d = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) e^{\pi\tan\phi} \,. \qquad (4)$$

Pro libovolný přípustný podíl náhodných složek zatížení *H/V* je šířka základu získána aproximací nejvýše ekonomického návrhu podle norem – rovnice (7), část 1.

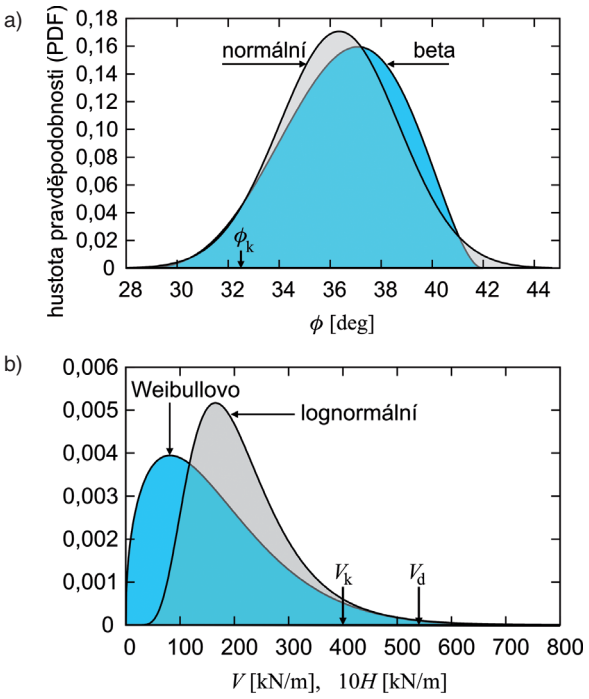
Účinek zatížení je modelován jako (srovnej s rovnicí 2 – část 1)

$$E = \frac{V}{(B-8H/V)} = \frac{V}{b_{ef}} \,. \qquad (5)$$

Důležitou součástí pravděpodobnostního výpočtu je zvolená sdružená hustota náhodného vektoru (PDF). Asi ideální situací je odhad PDF statistickou analýzou velkého množství naměřených dat. Pro účely prezentované studie autoři provedli odhad tvaru hustoty na základě zkušeností. Tento přístup zvolili z toho důvodu, že není řešen konkrétní příklad, ale je pouze prováděna modelová analýza bez opory skutečných dat. Jsou zde studovány dvě alternativy volby PDF.

V první alternativě jsou marginální náhodné veličiny normálně a lognormálně rozdělené, viz první tři řádky v *tab. 1*. Úhel vnitřního tření je modelován jako normální (Gaussovská) náhodná veličina s parametry vyčíslenými v prvním řádku tabulky. Tyto parametry splňují následující podmínky: charakteristická hodnota použitá pro návrh pomocí metody dílčích součinitelů (32,5°) zde tvoří 5% kvantil a variační koeficient (cov) je zvolen jako 6,43%, což odpovídá zkušenostem autorů a je rovněž v souladu s daty uváděnými v literatuře, např. [2]. Svislá i vodorovná složka síly je modelována jako lognormální veličina, viz řádky 2 a 3 *tab. 1*.

Svislá složka síly *V* má charakteristickou hodnotu (představující 95% kvantil) rovnou 400 kN/m a návrhovou hodnotu (představující 99% kvantil) rovnou hodnotě 540 kN/m. Lognormální rozdělení náhodných sil bylo zvoleno z následujících důvodů: jde o obvyklou volbu, a navíc dvouparametrické lognormální rozdělení je definováno pouze pro kladné hodnoty náhodné veličiny. Tím se eliminuje možnost uvažování se zápornými silami, které by nekorespondovaly s modelem pro posouzení spolehlivosti základu. Podíl mezi středními hodnotami sil *V* a *H* je zvolen 10 a tvary rozdělení jsou zvoleny jako shodné (*obr. 1b*).



Obr. 1. Marginální hustoty pravděpodobnosti základních náhodných veličin
a – normální a beta rozdělení úhlu vnitřního tření,
b – lognormální a Weibullovo rozdělení vodorovné a svislé síly
(Pro všechny veličiny jsou zvýrazněné sdílené charakteristické a návrhové hodnoty)

Dodejme jen, že vztahy mezi naměřenými hodnotami geotechnického parametru, mezi charakteristickou hodnotou, návrhovou hodnotou a rozdělením náhodného parametru nejsou jednoduché, viz např. [3], [10].

Abychom získali smysluplné hodnoty podílů mezi svislou a vodorovnou složkou zatížení, bylo uvažováno se silnou statistickou korelací mezi těmito náhodnými veličinami. Uvedené náhodné síly měly lineární Pearsonův korelační

*Tab. 1. Definice náhodných veličin**

alternativa	Název veličiny	Značka	Jedn.	hustota (PDF)	Střední hodnota	Směrodatná odchylka	cov	Šikmost	Char hodnota (5 nebo 95% kvantil)	Návrhová hodn. (1 nebo 99%)
N,Lg,Lg	Úhel vnitřního tření	ϕ	deg	normální	36,35	2,337	6,43%	0	32,5	30,9
	Svislá síla	V	kN/m	lognormální	217	97	44,70%	1,43	400	540
	Vodorovná síla	H	kN/m		21,7	9,7	44,70%		40	54
B,We,We	Úhel vnitřního tření	ϕ	deg	beta	36,545	2,315	6,33%	-0,275	32,5	31,1
	Svislá síla	V	kN/m	Weibullovo	169	119,290	70,59%	1.1479	400	540
	Vodorovná síla	H	kN/m		16,9	11,929	70,59%	(m =1.438)	40	54

* Síly *V* a *H* mohou být pouze nezáporné.

koeficient 0,8. Tak vysoká hodnota korelace silně omezuje pravděpodobnost výskytu nízké hodnoty svislé síly v kombinaci s vysokou vodorovnou silou, což je kombinace, která by vyžadovala jiný model únosnosti základové spáry – smykové kritérium místo normálového napětí. S výše uvedenou korelací bylo dosaženo stavu, kdy nejfrekventovanější poměr sil je přibližně roven výše uvedenému poměru 10 mezi středními hodnotami sil. Takový poměr odpovídá odklonu výslednice od svislého směru přibližně 5,7°, což se patrně blíží obvyklým praktickým situacím. Poznamenejme, že použití výše uvedené statistické korelace nevylučuje výskyt jiných poměrů sil. Ovšem v numerických analýzách byly vzorky veličin s nesmyslnými poměry přesahujícími hodnotu 0,577 (tedy odklon výslednice větší než 30°) automaticky vyřazeny. Úhel vnitřního tření je modelován jako nezávislý na silách V a H.

Sdružená hustota pravděpodobnosti je analyticky modelována pomocí Natafova modelu [6], [4], který umožňuje transformaci ze skutečného nenormálního rozdělení do standardizovaného normálního prostoru s nezávislými marginálními hustotami. Pro numerický odhad pravděpodobnosti poruchy pomocí metody Monte Carlo také byly realizace náhodného vektoru s danou sdruženou hustotou získávány numericky za pomoci optimalizačního algoritmu představeného v práci [12]. Pravděpodobnostní model byl definovaný a numericky řešený v programu FReET [7].

Metody řešení

Pravděpodobnost poruchy základu navrženého pomocí obou norem je zde vypočtena dvěma způsoby, a to přímým odhadem simulační metodou Monte Carlo a aproximací pomocí metody FORM.

V *simulačním přístupu* byla pravděpodobnost poruchy (3) odhadnuta pomocí generování realizací náhodného vektoru $\mathbf{X} = \{\phi, V, H\}$, tedy generování trojic čísel ze zadané sdružené hustoty pravděpodobnosti. Pro každou realizaci trojice čísel byla vyhodnocena funkce mezního stavu $g(\mathbf{X})$ a byl zaznamenán počet realizací N_f, který vedl k poruše modelového základu. Odhad pravděpodobnosti poruchy je pak proveden jako podíl

$$p_f \approx \frac{N_f}{N_{\text{sim}}}, \tag{6}$$

kde N_{sim} je celkový počet generovaných realizací. V podstatě tedy jde o odhad integrálu (3) s tím, že kvadraturní body mají stejnou váhu a jsou vybírány tak, že respektují váhy sdružené hustoty pravděpodobnosti. V praktických případech, kde je pravděpodobnost poruchy velmi malá, odhad v rovnici (6) vyžaduje velmi vysoký počet realizací, aby byl odhad statisticky významný. Přibližně lze říci, že k věrohodnému odhadu pravděpodobnosti poruchy je zapotřebí $N_{\text{sim}} = 10/p_f$. Výběr vzorků náhodného vektoru $\mathbf{X}$ lze provádět např. pomocí obyčejné metody Monte Carlo (MC) nebo např. pomocí Latin Hypercube Sampling (LHS). V předloženém příspěvku byly použity obě simulační metody.

V aproximaci metodou *FORM* je pravděpodobnost poruchy odhadována za pomoci linearizace funkce poruchy $g(\mathbf{X}) = 0$ v blízkosti tzv. *návrhového bodu*. Za návrhový bod se považuje taková kombinace hodnot náhodného vektoru $\mathbf{X}$, která splňuje podmínku $g(\mathbf{X}) = 0$ a z množiny těchto bodů je to bod s nejvyšší pravděpodobností. Linearizace funkce poruchy je provedena v transformovaném prostoru, jmenovitě v prostoru $\mathbf{U}$ nezávislých standardizovaných normálních veličin. Transformace (izopravděpodobnostní) z původního prostoru $\mathbf{X}$ do prostoru $\mathbf{U}$ je realizována pomocí Natafovy transformace zmíněné výše. Jakmile je linearizace funkce poruchy provedena v prostoru $\mathbf{U}$, odhad pravděpodobnosti poruchy (tedy integrál z transformované hustoty přes oblast poruchy) je velice jednoduchý, viz např. [5]. Díky rotační symetrii sdružené standardizované normální hustoty s nekorelovanými marginálami lze odhad pravděpodobnosti poruchy provést jako

$$p_f \approx \Phi(-\beta), \tag{7}$$

kde $\Phi(\cdot)$ je distribuční funkce standardní normální veličiny a β je Hasoferův-Lindův (HL) index spolehlivosti. Veličina β má jednoduchou geometrickou interpretaci: jde o nejkratší vzdálenost návrhového bodu (bodu ležícího na ploše poruchy $g(\mathbf{X}) = 0$) do počátku souřadného systému v prostoru $\mathbf{U}$. Pokud označíme návrhový bod v původních souřadnicích $\mathbf{x}^*$ a jeho obraz v $\mathbf{U}$ prostoru označíme symbolem $\mathbf{u}^*$, pak HL-index β lze spočítat prostě jako velikost vektoru

$$\beta = \sqrt{\left(\mathbf{u}^*\right)^T \mathbf{u}^*}. \tag{8}$$

Souřadnice návrhového bodu v prostoru $\mathbf{U}$ lze také napsat jako funkci skaláru β a vektoru citlivostí $\boldsymbol{\alpha}$

$$\mathbf{u}^* = \beta\,\boldsymbol{\alpha} \;\Leftrightarrow\; \beta = (\mathbf{u}^*)^T\,\boldsymbol{\alpha} = \beta\,\boldsymbol{\alpha}^T\boldsymbol{\alpha}. \tag{9}$$

Druhá rovnost je platná, neboť vektor citlivostí $\boldsymbol{\alpha}$ má jednotkovou Euklidovskou velikost $\sqrt{\boldsymbol{\alpha}^T\boldsymbol{\alpha}} = 1$. Geometrický význam v prostoru $\mathbf{U}$ je rovněž jednoduchý – souřadnice vektoru představují směr od počátku souřadnic do návrhového bodu. Tento vektor je navíc kolmý k ploše poruchy $g(\mathbf{X}) = 0$. Připomeňme, že uvedená plocha poruchy je v návrhovém bodě prostoru $\mathbf{U}$ nahrazena lineární funkcí, tedy tečnou nad rovinou. Jestliže je pak takový směrový vektor jednotkové velikosti vynásoben délkou β, pak vektor označuje návrhový bod, viz rovnice (9). Citlivosti jsou tedy získány pomocí gradientu

$$\nabla g(\mathbf{u}) = \left(\frac{\partial g}{\partial u_1}(\mathbf{u}), \frac{\partial g}{\partial u_2}(\mathbf{u}), \frac{\partial g}{\partial u_3}(\mathbf{u})\right)^T \tag{10}$$

jako

$$\boldsymbol{\alpha} = -\frac{\nabla g(\mathbf{u})}{\left|\nabla g(\mathbf{u})\right|}. \tag{11}$$

Z definice indexu spolehlivosti β jako délky vektoru $\mathbf{u}^*$ pak vyplývá

$$\frac{\partial \beta(\mathbf{u}^*)}{\partial u_i} = \frac{\partial}{\partial u_i}\left(\sum_{j=1}^{3} u_j^2\right)^{1/2} = \alpha_i. \tag{12}$$

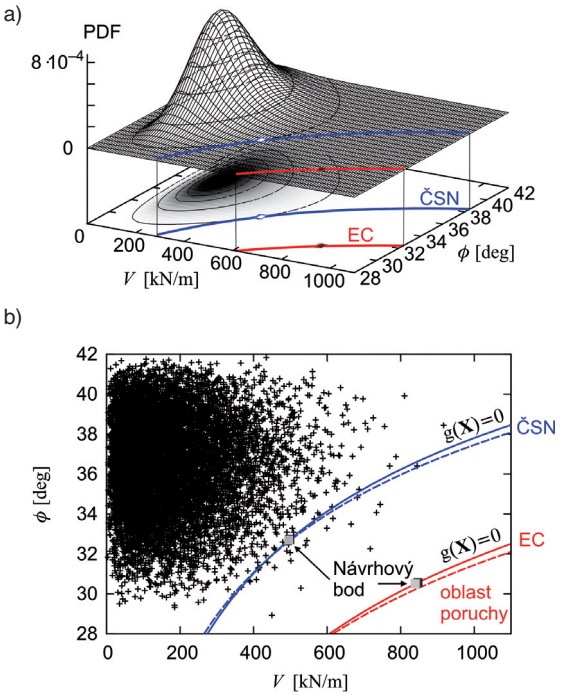
Slovně vyjádřeno, číselné hodnoty souřadnic vektoru $\boldsymbol{\alpha}_i$ měří citlivost indexu spolehlivosti na změny hodnot souřadnic u^i návrhového bodu $\mathbf{u}^*$ (směrové kosiny).

Výsledky a diskuze

V předloženém případě je funkce poruchy velmi jednoduchá a v prostoru $\mathbf{X}$ je téměř lineární. Navíc návrhový bod je pouze jeden, a proto je aproximace pravděpodobnosti poruchy metodou FORM velice přesná. Jak bude ukázáno, odhady pravděpodobnosti poruchy pomocí metody FORM a pomocí simulační metody Monte Carlo jsou porovnatelné, což

vede k závěru, že funkce poruchy je přibližně lineární rovněž v prostoru **U**.

Obrázek 2 vizualizuje situaci pro pevnou hodnotu vodorovné síly H. V levé části obrázku je znázorněna dvourozměrná hustota pravděpodobnosti pro nezávislý úhel vnitřní-



*Obr. 2. Sdružená hustota pravděpodobnosti náhodného vektoru a funkce poruchy g(**X**) = 0 s vyznačeným návrhovým bodem*
a – vizualizace PDF pro alternativy rozdělení N, Lg, Lg (první tři řádky v *tab. 1*), *b* – vzorky 10,000 simulovaných hodnot alternativy vstupních rozdělení B, We, We
(Plné čáry funkcí poruch znázorňují situaci pro poměr H/V = 0,1, čárkované čáry pak odpovídají poměru H/V = 0,5)

ho tření ϕ a svislou sílu V. *Tabulka 2* shrnuje výsledky procedury hledání návrhového bodu. První řádek prezentuje souřadnice bodu pro případ návrhu šířky B podle EC 7 (DA3). Z numerických hodnot citlivostí (poslední tři sloupce) je patrné, že index spolehlivosti β, a tedy i pravděpodobnost poruchy, nejsou příliš citlivé na změny v hodnotě vodorovné síly H. Nejvyšší citlivost polohy návrhového bodu v prostoru **U** se projevuje na svislé síle V a na úhlu vnitřního tření ϕ.

Samotné hodnoty indexu spolehlivosti β a jemu odpovídající pravděpodobnosti poruchy z metody FORM jsou prezentovány v levé části *tab. 3*. V pravé části jsou pro porovnání uvedeny odhady stejných veličin získané simulacemi metodou Monte Carlo (100 milionů simulací) a metodou LHS (15 milionů simulací).

Z předložených výsledků je patrné, že základní varianta návrhu základu pomocí EC 7 (DA3) vede v případě použité sady náhodných vstupů (označíme tuto sadu jako N, Lg, Lg) k pravděpodobnosti poruchy přibližně $p_f = 1{,}3\times10^{-5}$. Takové hodnotě odpovídá index spolehlivosti okolo β = 4,2. Tyto výsledky výtečně odpovídají cílovým hodnotám spolehlivosti pro tento typ konstrukcí. Požadované hodnoty indexu spolehlivosti byly získány např. analýzou pozorovaných četností poruch a výsledky rozborů nákladů a výnosů (cost-benefit analýzy) autorem [13]. Podle tohoto pramene by centrální hodnota indexu spolehlivosti (β = 4,2) měla být považována za nejfrekventovanější návrhovou situaci. Takový výsledek je sice méně konzervativní než běžně uváděná směrná hodnota, ale rozdíl není velký. Například v Eurokódu je hodnota β = 3,8 ($p_f \approx 0{,}7\times10^{-5}$) zmiňována pro referenční údobí 50 let. Jestliže jsou pak události poruchy v různých letech považovány za vzájemně nezávislé, odpovídalo by to nominální roční frekvenci $1{,}3\times10^{-6}$ (β = 4,7). Vzhledem k tomu, že úplná nezávislost únosnosti a zatížení konstrukce není reálná, cílová hodnota v Eurokódu pro jeden rok by měla být β = 4,5.

Na základě uvedených výsledků se lze domnívat, že návrh šířky základu podle EC 7 (DA3) je vyvážený vzhledem k požadavkům bezpečnosti i hospodárnosti. Ovšem je třeba vzít v potaz skutečnost, že inženýři mají (z různých důvodů) tendenci mírně předimenzovat šířku základu B (např. kvůli zaokrouhlování na celočíselné rozměry nebo z psychologických důvodů). V praktických případech tedy může nastat, že navržená šířka je o něco větší než ta, která odpovídá nejhospodárnějšímu návrhu podle normy, kde se právě vyrovnají návrhové účinky zatížení s návrhovou odolností $E_d = R_d$ (viz rovnice 6 – část 1). Důsledkem je, že skutečné pravděpodobnosti poruchy mohou být ještě menší. Tyto úvahy se opírají o předpoklad, že představený model zatížení a odolnosti je věrným obrazem skutečnosti. Pravdou však je, že model sám je patrně pouze hrubou aproximací skutečného působení.

Porovnejme nyní spolehlivost plošného základu navrženého podle EC 7 (DA3) se základem, kde je šířka navržena podle ČSN. V části 1 bylo ukázáno, že minimální šířka základu v naší úloze navržená podle ČSN je významně menší než šířka navržená podle EC 7. To musí mít důsledek v podobě menší spolehlivosti základu navrženého podle ČSN proti EC 7 v okamžiku, kdy jsou uvažovány stejně rozdělené náhodné vstupy. Skutečně, pravděpodobnost poruchy základu navrženého podle ČSN je asi o tři řády vyšší! To je patrné z hodnot uvedených v *tab. 3* (řádky s podbarveným pozadím). Závěr, že pravděpodobnost poruchy je v případě ČSN výrazně vyšší, lze vyvodit již z porovnání návrhových bodů v *tab. 2*. Zatímco souřadnice úhlu vnitřního tření ϕ a vodorovné síly H jsou téměř totožné, souřadnice svislé síly V jsou výrazně odlišné. Situace je názorně ilustrována na *obr. 2*, kde funkce poruchy pro návrh pomocí ČSN je výrazně blíže středním hodnotám veličin než stejná křivka pro návrh pomocí EC 7. To má za následek, že překročení tohoto limitu je daleko četnější v případě ČSN.

Je možné pochybovat o vlivu korelace mezi náhodnými složkami zatěžující síly. Odpovědi na tuto otázku poskytují numerické simulace, ve kterých byla uvedená korelace variována v mezích 0-1 a výsledky (pravděpodobnosti poruchy a návrhové body) se v podstatě neměnily.

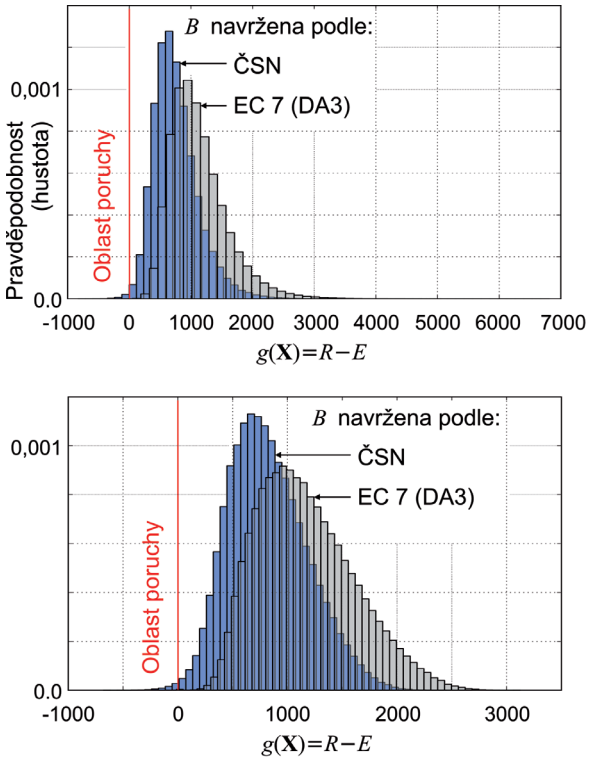
Tab. 2. Výsledky analýzy metodou FORM – souřadnice návrhového bodu

B navržena pomocí	alternativa PDF	návrhový bod **x***				návrhový bod **u***			citlivosti α		
		$x_1=\phi$	$x_2=V$	$x_3=H$	H/V	u_1 (ϕ)	u_2 (V)	u_3 (H)	α_1 (ϕ)	α_2 (V)	α_3 (H)
EC	N,Lg,Lg	30,57	846,92	64,76	0,08	-2,474	3,404	0,007	-0,588	0,809	0,002
EC	B,We,We	30,50	839,71	67,34	0,08	-2,630	3,595	0,004	-0,590	0,807	0,001
ČSN	N,Lg,Lg	32,72	498,09	42,02	0,08	-1,553	2,160	0,005	-0,584	0,812	0,002
ČSN	B,We,We	32,69	496,00	41,59	0,08	-1,564	2,128	0,006	-0,592	0,806	0,002

Tab. 3. Pravděpodobnosti poruchy a indexy spolehlivosti získané metodou FORM a simulacemi Monte Carlo

B navržena pomocí	alternativa PDF	analýza FORM		MC simulace		LHS simulace	
		β	$p_f=\Phi(-\beta)$	$p_f=N_f/N_{sim}$	β	$p_f=N_f/N_{sim}$	β
EC	N,Lg,Lg	4,208	1,29E-05	1,04E-05	4,256	1,08E-05	4,248
EC	B,We,We	4,455	4,20E-06	1,80E-06	4,633	2,00E-06	4,611
ČSN	N,Lg,Lg	2,660	3,91E-03	3,55E-03	2,692	3,79E-03	2,671
ČSN	B,We,We	2,641	4,14E-03	3,05E-03	2,743	3,31E-03	2,715

Dále může vyvstat otázka, zda se výsledky analýz změní, pokud jsou uvažovány jiné tvary rozdělovacích funkcí vstupních veličin $\mathbf{X} = \{\phi, V, H\}$. Proto byly provedeny analýzy současně také pro druhou sadu vstupních rozdělení, které jsou sumarizovány v *tab. 1*, řádky 4-6. Jmenovitě, úhel vnitřního tření byl modelován pomocí beta rozdělení v rozmezí 28°-42° (parametry tvaru beta rozdělení jsou 4.6988 a 3, viz *obr. 1a*). Charakteristická hodnota 32,5° odpovídající 5% kvantilu byla ponechána. Svislá a vodorovná složka zatěžující síly byla modelována pomocí Weibullova rozdělení s tvarovým parametrem m = 1,438 (viz *tab. 1* a *obr. 1*). Stejně jako v případě úhlu vnitřního tření byly parametry rozdělení zvoleny tak, aby hodnoty charakteristické a návrhové síly (400 a 540 kN/m) byly stejné jako v předchozích analýzách. Tím bylo dosaženo jisté kompatibility porovnávaných alternativ. Přestože souřadnice návrhového bodu se přechodem k variantě rozdělení B, We, We téměř nezměnily (*tab. 3*, druhý řádek), hodnota pravděpodobnosti poruchy se změnila téměř o řád. Důvodem je, že Weibullovo a lognormální rozdělení mají výrazně jiné tvary chvostů rozdělení. Weibullovo rozdělení má výrazně nižší modus než lognormální rozdělení, a proto hodnoty nejfrekventovanějších sil jsou ve druhé variantě výrazně menší. Lognormální rozdělení má však výrazně těžší pravý chvost, a proto je zde vyšší pravděpodobnost výskytu velké síly. Současně lze pozorovat, že rozdělení beta úhlu vnitřního tření způsobuje poněkud četnější výskyt vyšších hodnot, zatímco úhel nemůže klesnout pod dolní mez 28° (viz *obr. 1a*). Všechny tyto aspekty jsou důvodem toho, že varianta rozdělení B, We, We vede k výrazně nižším pravděpodobnostem poruchy i přes to, že charakteristické hodnoty a výpočtové hodnoty jsou stejné jako ve variantě N, Lg, Lg (*tab. 3*).



*Obr. 3. Empirické histogramy funkce g(**X**)*
a – vstupní parametry v alternativě NLgLg;
b – alternativa BWeWe

Připomeňme, že citlivosti α, získané jako vedlejší produkt algoritmu pro hledání návrhového bodu v proceduře metody FORM, reprezentují citlivosti indexu spolehlivosti β na náhodné vstupní veličiny. Jiným měřítkem citlivosti jsou statistické korelační koeficienty mezi vzorky náhodných veličin a vzorky funkce $Z = g(\mathbf{X})$ v analýze metodou Monte Carlo. Takové korelace kvantifikují citlivosti výstupní veličiny Z na vstupních veličinách především v oblasti okolo středních hodnot. *Tabulka 4* prezentuje uvedené korelace a je patrné, že v obou případech studovaných postupů návrhu (EC a ČSN) a současně v obou alternativách rozdělení jsou výsledky takřka totožné – hlavní vliv má úhel vnitřního tření, neboť absolutní hodnota korelace je blízká jedné. Ostatní náhodné veličiny mají zápornou korelaci (jejich nárůst je doprovázen poklesem výsledku) a jsou absolutně korelovány s veličinou Z málo.

Tab. 4. Citlivosti (korelační koeficienty mezi náhodnými vstupy a funkcí g(X)) pro plošný základ navržený pomocí EC a ČSN a rovněž pro obě studované alternativy rozdělovacích hustot náhodného vektoru

B navržena pomocí	N,Lg,Lg			B,We,We		
	$x_1=\phi$	$x_2=V$	$x_3=H$	$x_1=\phi$	$x_2=V$	$x_3=H$
EC	0,99	-0,12	-0,14	0,95	-0,11	-0,17
ČSN	0,94	-0,29	-0,29	0,89	-0,30	-0,34

Na závěr jsou prezentovány empirické histogramy funkce $Z = g(\mathbf{X})$, viz *obr. 3*. Je vidět, že pro všechny čtyři studované kombinace návrhů podle normy a alternativ rozdělení je šikmost transformované veličiny Z výrazně odlišná od nuly a rozdělení veličiny Z se nepodobá normálnímu rozdělení. To vysvětluje proč Rjanitzyne-Cornellův index spolehlivosti, vypočtený jako podíl střední hodnoty a směrodatné odchylky veličiny Z

$$\beta_{RC} = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z} = \frac{1}{\mathrm{cov}_Z} \quad , \tag{13}$$

je ve studovaném případě zcela nevhodnou mírou indexu spolehlivosti.

Závěry

Ve druhé části předkládané tematiky bylo přistoupeno k verifikaci úrovně spolehlivosti návrhů dle EC7 a ČSN 73 1001 (viz část I) za pomoci plně pravděpodobnostního přístupu s uvážením dvou různých alternativ vstupních sdružených hustot náhodného vektoru. Ze studie lze vyvodit následující závěry:

– Návrh šířky plošného základu pomocí metody dílčích součinitelů spolehlivosti v EC 7 (DA3) vede ke stejné šířce, které by bylo dosaženo za použití plně pravděpodobnostní metody. K tomuto závěru jsme došli pro variantu rozdělení vstupů označenou jako N, Lg, Lg na základě porovnání pravděpodobností poruchy. Též z hlediska vhodnosti návrhového přístupu dle EC 7 nelze tento závěr považovat za obecně platný vzhledem ke skutečnosti, že další návrhové přístupy nebyly analyzovány a řešení je omezeno na jednoduchou úlohu.
– Vypočtené pravděpodobnosti poruchy základu navrženého pomocí EC 7 nebo ČSN reprezentují horní mez pravděpodobnosti poruchy, neboť navržená šířka základu *B* podle normy nemůže být podkročena. Analýzy byly prováděny s nejekonomičtějším návrhem.
– Výsledky analýz pomocí simulačních metod (MC, LHS) a aproximací metodou FORM ukazují, že pravděpodobnosti poruchy nejsou příliš ovlivněné proporcí (korelací) mezi svislou a vodorovnou složkou zatížení. Z tohoto pohledu se návrh podle EC 7 jeví jako návrh s dobře vyváženou úrovní spolehlivosti pro širokou škálu vstupních veličin.

Abychom získali představu o vlivu volby vstupních rozdělovacích hustot, byly provedeny analýzy s tvarově rozdílnými rozdělovacími funkcemi jak pro zatěžovací síly, tak pro úhel vnitřního tření zeminy. Výsledné pravděpodobnosti poruchy se liší přibližně o řád. K takovému závěru lze však dospět jedině za použití plně pravděpodobnostního výpočtu. V metodě dílčích součinitelů není žádná možnost, jak takto využít případnou detailní znalost rozdělovací hustoty nějakého parametru. Provedené analýzy ukazují, že výsledkem plně pravděpodobnostního výpočtu jsou také citlivosti, které mohou inženýrům prozradit, na které parametry je model citlivý. Takové informace lze využít například pro volbu parametrů, u kterých je dobré zaměřit případné testy *in-situ* tak, aby bylo možné snížit nejistoty o variabilitě vstupních veličin, a provést tak ekonomičtější a spolehlivý návrh.

Skutečností je, že v geotechnické inženýrské praxi je přístup k velkému množství laboratorních dat velmi problematický. Obvykle je k dispozici omezený statistický vzorek a v rutinní praxi často nejsou vůbec žádná data. Autoři hodlají nadále usilovně pracovat na vytvoření datové podpory pro určení statistických parametrů geomateriálů. V současné době jsou zpracovávána např. data získaná z archivních dat pro brněnský region (neogenní jíly). Tato data jsou podrobena statistické analýze v programu FREET s cílem získat nejvhodnější funkci pravděpodobnosti rozdělení a její statistické parametry.

Závěrem poznamenejme, že předložená studie neuvažuje kombinace různých druhů zatížení (stálé, užitné apod.), neboť cílem bylo zřetelně ilustrovat rozdíly mezi metodou dílčích součinitelů a plně pravděpodobnostním výpočtem pro geotechnickou aplikaci. Dosažené výsledky jsou spíše kvalitativní výpovědí pro jednoduché případy.

Přitom je třeba zdůraznit, že statistické zhodnocení vstupních parametrů (zejména základové půdy) nevychází ze statistické analýzy souboru výsledků příslušných zkoušek. Charakteristická hodnota dle EC 7 byla převzata z [8], citované v části 1. Charakteristická hodnota dle ČSN 73 1001 byla statisticky vyhodnocena z intervalu směrných normových charakteristik pro písek uvedených v předmětné normě.

Článek vznikl za podpory projektu MSM0021630519 MŠMT ČR a projektu KJB201720902 GA AV ČR.

Literatura

[1] Barták, J. – Hilar, M. – Pruška, J.: Statistical Analysis of Input Parameters Influence to the Tunnel Deformations Modelling In: Fourth International Conference on Computational Stochastic Mechanics [CD-ROM]. Corfu, 2002, pp. 280-292.
[2] Kádár, I. – Nagy, L.: Determination of the statistical analysis of shear strength and shear strength parameters. In: Frankovská a kol. (eds.), [Proc.], XIV. Danube-European Conference on Geotechnical Design – From research to Design in European Practise, Bratislava, 2010, p. 141.
[3] Lamboj, L.: Několik poznámek ke stanovení charakteristické hodnoty geotechnického parametru základové půdy a návrhové hodnoty odolnosti základové půdy podle EC 7-1 (ČSN EN 1997-1:), Stavební obzor, **10**, 2001, č. 2, s. 61-62.
[4] Liu, P. L. – Der Kiureghian, A.: Multivariate distribution models with prescribed marginals and covariances. Probabilistic Engineering Mechanics, 1(2):1986, pp. 105-112.
[5] Madsen, H. O. – Krenk, S. – Lind, N. C.: Methods of Structural Safety. New Jersey, Prentice-Hall/Englewood Cliffs 1986.
[6] Nataf, A.: Détermination des distributions de probabilités dont les marges sont donnés. Paris, CR Academy of Science, 225:1962, pp. 42-43.
[7] Novák, D. – Vořechovský, M. – Rusina, M.: FREET version 1.5 – program documentation. User´s and Theory Guides, Brno, Červenka Consulting 2008.
[8] Novotná, E. – Špačková, O. – Jarušková, D. – Šejnoha, J.: Predikce nepříznivých geotechnických podmínek s využitím pravděpodobnostních modelů. Stavební obzor, **9**, 2010, č. 4, s. 106-110.
[9] Parák, T.: Posouzení svislé únosnosti základové půdy metodou Monte Carlo a porovnání s výpočtem podle ČSN 73 1001, Stavební obzor, **5**, 2006, č. 2, s. 50-53.
[10] Schneider, H.: Characteristic soil properties for EC7, inluence of uqality of test resets and soil volume involved. In: Frankovská a kol. (eds), [Proc.], XIV. Danube-European Conference on Geotechnical Design – From research to Design in European Practise, Bratislava, 2010.
[11] Šejnoha, M. – Kalousková, M. – Kos, J.: Vliv doby výstavby konstrukce na pravděpodobnost poruchy zemního svahu. Stavební obzor, **9**, 2010, č. 4, s. 101-105.
[12] Vořechovský, M. – Novák, D. Correlation control in small sample Monte Carlo type simulations I: A Simulated Annealing approach. Probabilistic Engineering Mechanics Elsevier, 24(3):2009, pp. 452-462.
[13] Vrouwenvelder, A. C. W. M.: Developments towards full probabilistic design codes. Structural Safety, 24(2-4), 2002, pp. 417-432.
[14] Boštík, J. – Miča, L. – Vořechovský, M.: Posouzení únosnosti plošného základu – část 1: Návrh pomocí metody dílčích součinitelů. Stavební obzor, **21**, 2012, č. 1, s. 1-3.
[15] ČSN EN 1997-1 (2006): Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 1: Obecná pravidla.
[16] ČSN 731001 (1987): Zakládání staveb: Základová půda pod plošnými základy.

Reologické, mechanické a tepelné vlastnosti betonu s jemně mletým keramickým střepem

Ing. Tereza KULOVANÁ
Ing. Eva VEJMELKOVÁ, Ph.D.
prof. Ing. Robert ČERNÝ, DrSc.
ČVUT v Praze – Fakulta stavební

Ing. Michal ONDRÁČEK
Ing. Martin SEDLMAJER
VUT v Brně – Fakulta stavební

V článku jsou prezentovány vlastnosti vysokohodnotných betonů s obsahem jemně mletého keramického střepu v množství 10 %, 20 %, 40 % a 60 % jako částečné náhrady portlandského cementu. Naměřená data přinášejí poznatky o mechanických vlastnostech studovaných betonů zkoušených po 28 dnech normového zrání a po vystavení zmrazovacím cyklům a o vlivu tohoto alternativního silikátového pojiva na jejich tepelné vlastnosti. Jednotlivé parametry jsou porovnány s daty určenými u referenčního betonu.

Rheological, mechanical and thermal properties of concrete containing fine-ground ceramics

The properties of high performance concrete containing fine-ground ceramics as partial replacement of Portland cement in the amounts of 10 %, 20 %, 40 %, and 60 % are presented in the paper. The measured data include mechanical properties after 28 days and after the exposure to freeze/thaw cycles and thermal properties. The obtained parameters are compared with reference to high performance concrete.

Úvod

Při výrobě stavebních materiálů dochází díky vývoji v materiálovém inženýrství ke zlepšování jejich užitných vlastností a kvality. Vedle nových technologií zpracování se používají k dosažení lepších vlastností nové materiály, různé příměsi a přísady, které mají vliv jak na jednotlivá stadia výroby materiálu, tak i na jeho životnost. Podrobná znalost vlastností materiálů usnadní rozhodování o vhodnosti jejich použití v reálných podmínkách.

Zlepšování vlastností betonu vedlo k vývoji vysokohodnotného betonu, který se vyznačuje nejen velkou pevností, ale i dalšími pozitivními vlastnostmi, mezi něž patří například dlouhá trvanlivost. Tyto vlastnosti přímo souvisí s hutností cementového kamene, která je způsobena nižším vodním součinitelem a vyšším podílem pojiva v čerstvé betonové směsi. Při výrobě vysokohodnotného betonu se používají minerální příměsi s vysokým obsahem amorfního oxidu křemičitého (SiO_2), které vykazují pucolánové vlastnosti. Do skupiny nejčastěji používaných minerálních příměsí patří například křemičité úlety, vysokopecní struska, popílek, metakaolin. Mezi méně používané patří zeolity nebo jemně mletý keramický střep.

Prezentovaný článek se věnuje vlastnostem vysokohodnotného betonu, v němž část portlandského cementu byla nahrazena jemně mletým keramickým střepem. Množství jemně mletého keramického střepu se pohybovalo od 10 do 60 % hmotnosti cementu. Experimenty byly prováděny v laboratorních podmínkách při teplotě 22±1 °C.

Materiály

Vysokohodnotný beton s portlandským cementem CEM I 42,5 R byl použit jako referenční materiál při určování materiálových parametrů betonu s příměsí jemně mletého keramického střepu. Specifický povrch portlandského cementu byl 341 m^2kg^{-1}. Ve studovaných betonových směsích byla část tohoto portlandského cementu nahrazena jemně mletým keramickým střepem v množství od 10 do 60 % hmotnosti

Tab. 1. Složení cihelného střepu [%]

Ztráta sušením (105 °C)	0,39
Ztráta žíháním (1 100 °C)	1,13
SiO_2	63,45
Al_2O_3	13,98
Fe_2O_3	5,39
TiO_2	0,77
CaO	8,18
K_2O	2,43
Na_2O	0,90
sírany jako SO_3	0,10

Tab. 2. Složení směsí vysokohodnotného betonu

Složka	Množství [kgm^{-3}]				
	RC	BC 10	BC 20	BC 40	BC 60
cement CEM I 42,5 Mokrá	484,0	435,6	387,2	304,8	193,6
jemně mletý keramický střep	0	48,4	96,8	179,2	290,4
kamenivo 0-4 mm	812	812	812	812	812
kamenivo 8-16 mm	910	910	910	910	910
superplastifikátor Mapei Dynamon SX	5,3	5,3	5,3	5,3	5,3
voda	160	160	160	160	160

cementu. Složení cihelného střepu je uvedeno v *tab. 1*. Jeho specifický povrch byl 582 m^2kg^{-1}.

Porovnávací referenční materiál byl označen RC. V této směsi byl jako pojivo použit pouze portlandský cement. Ve směsi s označením BC10 bylo nahrazeno 10 % portlandského cementu jemně mletým keramickým střepem. V dalších vzorcích byl portlandský cement nahrazen v množství 20 %, 40 % a 60 %. Pro výrobu všech vzorků byl použit superplastifikátor Mapei Dynamon SX, který je přísadou na akrylové bázi. Podrobné složení záměsí je uvedeno v *tab. 2*.

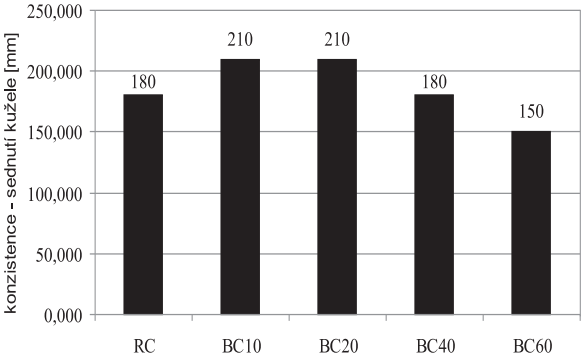
Měření a výsledky

Přehled základních fyzikálních vlastností zatvrdlých vysokohodnotných betonů po 28 dnech uložení v normovém prostředí (prostředí s relativní vlhkostí vyšší než 90 %) je uveden v *tab. 3*. Objemová hmotnost ρ [kgm^{-3}], hustota matrice ρ_{mat} [kgm^{-3}] a otevřená pórovitost ψ [%] betonů byly stanoveny pomocí sycení vzorků vodou za sníženého tlaku a následného vážení vzorků maximálně nasycených a vzorků maximálně nasycených ponořených pod vodní hladinu, kdy se určuje Archimédova hmotnost. Z dosažených výsledků je patrný nárůst otevřené pórovitosti se zvyšujícím se množstvím použitého jemně mletého keramického střepu a tomu odpovídající pokles objemové hmotnosti. Hodnoty hustoty pevné matrice nedosahovaly u studovaných materiálů větších rozdílů. Rozdíly byly pouze v rámci chyby měření odpovídající použité metodě.

Tab. 3. Základní fyzikální vlastnosti betonů

HPC	ρ	ρ_{mat}	ψ
	[kg m^{-3}]		[%]
RC	2 430	2 740	11,2
BC 10	2 420	2 730	11,4
BC 20	2 370	2 720	12,8
BC 40	2 330	2 700	13,9
BC 60	2 310	2 730	15,5

U čerstvých betonů byla sledována konzistence metodou sednutí kužele [1]. Snahou bylo dodržet stejný vodní součinitel u všech betonových záměsí. Dávkování komponent betonu bylo stejné pro všechny betony, bylo měněno pouze množství použité příměsi. Výsledky měření konzistence jednotlivých studovaných záměsí jsou znázorněny na *obr. 1*.



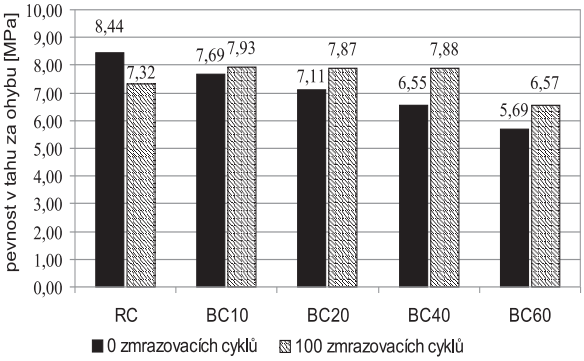
Obr. 1. Konzistence (sednutí kužele) studovaných čerstvých betonových směsí

Mechanické parametry

Mechanické parametry byly určeny na zkušebním lisu VEB WPM Leipzig 3 000 kN, konkrétně šlo o zkoušku měření pevnosti v tahu ohybem a zkoušku pevnosti v tlaku [3], [4]. Elektromechanický zkušební stroj umožňuje řízení posunu příčníku silou nebo z měřené deformace tělesa. Maximální možná síla v tahu i v tlaku je 3 000 kN. Pomocí ploché tahové čelisti, která je součástí stroje, je možné upnout prizmatické těleso a zkoušet ho v tahu. Při zkoušení byla vyvinuta rychlost zatěžování 0,2–0,1 MPa s^{-1}. Pro určení pevnosti v tlaku byla použita tělesa ve tvaru trámečků o rozměru 150x150x150 mm, tělesa velikosti 100x100x400 mm byla připravena pro stanovení pevnosti v tahu ohybem. Po odlití byly vzorky standardně uloženy po dobu 28 dní. Každé měření bylo provedeno na sadě tří těles.

Pevnost v tahu ohybem pro vzorky, které byly před zkouškou uloženy v normovém prostředí, a pro vzorky vystavené 100 zmrazovacím cyklům je zřejmá z *obr. 2* [5]. Ze získaných dat je patrné, že vyšších hodnot u nezatížených vzorků vzhledem k vzorkům zatíženým 100 zmrazovacími cykly nedosahoval pouze referenční beton RC bez obsahu jemně mletého keramického střepu. V ostatních případech, což znamená u všech vzorků s obsahem mletého keramického střepu, dosahovaly materiály vyšších hodnot pevnosti v tahu ohybem po vystavení 100 zmrazovacím cyklům než pro materiály nezatížené. Nejvyššího nárůstu pevnosti v tahu ohybem bylo dosaženo u materiálu RC40, a to o 20 %. Důvodem je postupně probíhající pucolánová reakce jemně mleté keramiky, která vede ke zvyšování pevností s časem a je podpořena způsobem uložení vzorků ve vodní lázni.

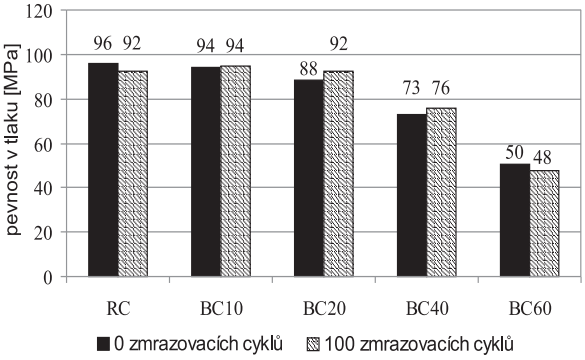
Podobně jako pevnost v tahu ohybem byla vyhodnocena i pevnost v tlaku (*obr. 3*). Na všech vysokohodnotných betonech byly překročeny pevnosti 60 MPa, kromě materiálu BC60 s největším obsahem jemně mletého keramického střepu jako náhrady portlandského cementu (60 %). Nebyly zaznamenány výrazné rozdíly pevnosti mezi zmrazovanými betony a betony, které zrály v normovém prostředí. Nejvyšší pevnosti dosáhl referenční materiál bez náhrady pojiva RC. Nepatrně nižších hodnot pevnosti v tlaku dosáhly materiály s 10% (BC10) a 20% (BC20) obsahem jemně mletého keramického střepu. Nejnižší pevnost v tlaku vykazoval materiál s nejvyšším obsahem jemně mletého keramického střepu RC60 (60 %), a to až pod hranici 60 MPa, což je hranice klasifikující beton jako vysokohodnotný (vysokopevnostní).



Obr. 2. Průměrná pevnost v tahu ohybem studovaných HPC při normálním zrání a po 100 zmrazovacích cyklech

Tepelné parametry

K měření součinitele tepelné vodivosti λ [$Wm^{-1}K^{-1}$], měrné tepelné kapacity c [$Jkg^{-1}K^{-1}$] a součinitele teplotní vodivosti a [m^2s^{-1}] byl použit přístroj ISOMET 2104 [5]. Jednotlivé tepelné charakteristiky byly měřeny v závislosti na vlhkosti. Vlhkost je uváděna jako hmotnostní a je udávána v procentech (u [%$kgkg^{-1}$]). Naměřené hodnoty získaných tepelných parametrů jsou uvedeny v *tab. 4* až *tab. 8*.



Obr. 3. Průměrná pevnost v tlaku studovaných HPC při normálním zrání a po 100 zmrazovacích cyklech

Ze získaných dat, uvedených v tabulkách, lze pozorovat pokles hodnot součinitele tepelné vodivosti u studovaných materiálů v suchém stavu s narůstajícím množstvím jemně mletého keramického střepu ve směsi, což je v souladu s hodnotami otevřené pórovitosti uvedenými v *tab. 3*. Nejvyšší hodnoty součinitele tepelné vodivosti dosáhl referenční materiál RC, který vykazoval o 20 % vyšší hodnoty než materiál BC60, který byl nejnižší. Hodnoty měrné tepelné kapacity narůstají s množstvím jemně mletého keramického střepu ve směsi a s množstvím vody obsažené v materiálu. Součinitel teplotní vodivosti klesá s množstvím jemně mletého keramického střepu, který nahrazuje v určitém množství portlandský cement.

Tab. 4. Tepelné parametry referenčního betonu

	u [%kgkg^{-1}]	λ [Wm^{-1}K^{-1}]	c [Jkg^{-1}K^{-1}]	a [10^{-6}m^{2}s^{-1}]
RC	0,00	1,690	691	0,903
	2,27	1,950	815	0,984
	2,92	1,873	791	0,977
	3,23	1,900	769	1,017
	3,71	1,970	726	1,117
	4,45	2,070	915	0,947

Tab. 5. Tepelné parametry betonu s obsahem 10 % cihelného prachu

	u [%kgkg^{-1}]	λ [Wm^{-1}K^{-1}]	c [Jkg^{-1}K^{-1}]	a [10^{-6}m^{2}s^{-1}]
BC10	0,00	1,530	678	0,937
	2,65	1,720	631	1,103
	3,53	1,827	799	0,953
	3,80	1,880	777	1,002
	3,83	1,930	783	1,022
	4,67	2,057	862	0,990

Tab. 6. Tepelné parametry betonu s obsahem 20 % cihelného prachu

	u [%kgkg^{-1}]	λ [Wm^{-1}K^{-1}]	c [Jkg^{-1}K^{-1}]	a [10^{-6}m^{2}s^{-1}]
BC20	0,00	1,570	705	0,944
	2,81	1,790	683	1,110
	3,66	1,863	808	0,972
	3,72	1,893	827	0,967
	3,90	1,953	806	1,025
	4,68	2,027	886	0,965

Tab. 7. Tepelné parametry betonu s obsahem 40 % cihelného prachu

	u [%kgkg^{-1}]	λ [Wm^{-1}K^{-1}]	c [Jkg^{-1}K^{-1}]	a [10^{-6}m^{2}s^{-1}]
BC40	0,00	1,533	783	0,842
	3,70	1,837	804	0,979
	4,56	1,860	802	1,200
	4,75	1,865	806	1,001
	5,11	1,887	805	1,007
	6,01	1,900	821	1,008

Tab. 8. Tepelné parametry betonu s obsahem 60 % cihelného prachu

	u [%kgkg^{-1}]	λ [Wm^{-1}K^{-1}]	c [Jkg^{-1}K^{-1}]	a [10^{-6}m^{2}s^{-1}]
BC60	0,00	1,410	768	0,797
	4,23	1,697	715	1,016
	4,48	1,725	796	0,938
	5,28	1,797	777	1,009
	5,50	1,833	816	0,975
	6,39	1,920	904	0,922

Závěr

V článku jsou uvedeny výsledky měření mechanických a tepelných vlastností vysokohodnotného betonu, který obsahoval jako náhradu portlandského cementu jemně mletý keramický střep až do množství 60 %. Z výsledků můžeme pozorovat, že s vyšším obsahem jemně mletého keramického střepu dochází k poklesu hodnot mechanických parametrů, což v případě materiálu BC60 s nejvyšším obsahem alternativního pojiva vedlo ke snížení pevnosti v tlaku pod 60 MPa. Výrazně klesla i pevnost v tahu ohybem, a to o více než 30 %. Zmrazovací cykly neměly na pevnostní charakteristiky jednotlivých materiálů výrazný vliv. Z hlediska tepelných vlastností došlo u studovaných betonů s obsahem alternativního silikátového pojiva ke zlepšení, což souvisí s vyšší pórovitosti materiálů s vyšším obsahem jemně mletého keramického střepu.

Na základě těchto údajů lze konstatovat, že použití jemně mletého keramického střepu se jeví pro praxi jako vhodné. Toto doplňkové pojivo může být při dodržení určitých omezení v množství pro konkrétní aplikaci vhodnou částečnou náhradou portlandského cementu při výrobě vysokohodnotných betonů.

Článek vznikl za podpory projektu P104/10/0355 GA ČR.

Literatura

[1] EN 206-1: 2001 Beton – Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda.

[2] ČSN EN 12390-5 2007 Zkoušení ztvrdlého betonu – Část 5: Pevnost v tahu ohybem.

[3] ČSN EN 12390-3 2002 Zkoušení ztvrdlého betonu – Část 3: Pevnost v tlaku.

[4] ČSN 73 1322/Z1:1968 Stanovení mrazuvzdornosti betonu.

[5] Applied Precision ISOMET. [Uživatelská příručka], Bratislava, 1999.

Vlhkostní a tepelné vlastnosti lehčeného keramického střepu

Bc. Monika ČÁCHOVÁ
Bc. Dana KOŇÁKOVÁ
Ing. Eva VEJMELKOVÁ, Ph.D.
Ing. Martin KEPPERT, Ph.D.
doc. Ing. Jaroslav VÝBORNÝ, CSc.
prof. Ing. Robert ČERNÝ, DrSc.
ČVUT v Praze – Fakulta stavební

V článku jsou studovány základní fyzikální vlastnosti a vlhkostní a tepelné vlastnosti dvou typů keramického střepu používaného pro výrobu tepelně izolačních cihelných bloků. Tepelně izolačních vlastností cihelného střepu bylo dosaženo využitím pilin a slámy jako lehčiva.

Hygric and thermal properties of the lightweight brick body

Basic physical properties and hygric and thermal properties of two types of ceramic brick body used for the production of thermal insulating brick blocks are studied. The thermal insulation properties of the brick body are achieved using sawdust and straw as lightening additives.

Úvod

Keramika je jedním z nejstarších materiálů používaných v mnoha oblastech lidské činnosti a patří mezi první uměle vyráběné materiály na čistě přírodní bázi [1], [2]. Díky svým vlastnostem, mezi které můžeme zařadit relativně dobrou stabilitu fyzikálních vlastností, je i dobrým ukazatelem historického vývoje. Tradice jejího použití přetrvává až do dnešní doby a je stále brána jako materiál, který je v oblasti stavebnictví pro rodinné bydlení jedním z nejžádanějších.

Objev cihlářské technologie byl, dle dostupných zdrojů, přisouzen národu Sumerů v Mezopotámii ve čtvrtém století před naším letopočtem, první použití pálených cihel se datuje do pátého století před naším letopočtem [1], [2]. Technologie cihlářské výroby se ve svém dlouhém vývoji od pouhého sušení přes vypalování přírodního materiálu dostala až k vylepšování přírodní suroviny pomocí různých příměsí a přísad a aplikovaných úprav povrchů.

V dnešní době, kdy je stále větší důraz kladen na konstrukční prvky a systémy z hlediska co nejnižších energetických ztrát, trvanlivosti a ochrany životního prostředí, nastal velký rozvoj především v oblasti materiálového výzkumu a inženýrství. Největší požadavky jsou kladeny na tepelně izolační vlastnosti cihlářských produktů. Ve dvacátém století se objevil nový typ cihel, tzv. tepelně izolační bloky, které vyhovují dnešním požadavků udaným v ČSN 73 0540-2 [3] z hlediska tepelně izolačních vlastností, a proto není nutné dodatečné zateplení, které má mnoho odpůrců. U těchto výrobků byl zjištěn významný vliv tvaru a objemu dutin, které tvoří podstatnou část těchto cihel. Co se týká vlastností keramického střepu, stejně jako u ostatních materiálů, pórovitost, a především složení suroviny, ze které je vyroben, velmi ovlivňují tepelné charakteristiky výsledného produktu. V rámci těchto poznatků se mění i technologická výroba cihel, a to především sušení a výpal.

Pro zlepšení tepelně izolačních vlastností střepu jsou do keramického těsta přidávána různá lehčiva, která při výpalu vyhoří, a zajistí tak zvýšení objemu a rovnoměrné rozložení pórů ve střepu. V tomto článku jsou prezentovány výsledky výzkumu prováděného na dvou typech keramického střepu používaného při výrobě tepelně izolačních cihelných bloků firmy Heluz. Střepy byly vylehčeny pilinami a nasekanou slámou. Prezentovány jsou základní fyzikální vlastnosti, charakteristiky pórového systému, vlhkostní a tepelné parametry.

Materiály

Ověřovány byly dva druhy keramických střepů používaných pro výrobu tepelně izolačních citelných bloků firmy Heluz, označovaných jako Family 50. Cihelný střep vylehčený pilinami byl označen jako F50, střep vylehčený pilinami a slámou jako F50-S.

Experimentální metody

Základní fyzikální parametry, mezi něž patří objemová hmotnost ρ [kgm^{-3}], hustota matrice ρ_{mat} [kgm^{-3}] a pórovitost ψ_0 [%], byly určeny pomocí maximálního nasycení vzorků střepů vodou za sníženého tlaku a následného vážení vzorků (maximálně nasycených) na vzduchu, a poté ponořených pod vodní hladinu.

Distribuce velikosti pórů byla stanovena pomocí rtuťové porozimetrie (Pascal 140 + 440, Thermo). Ve střepech se nevyskytují póry větší než 100 μm v průměru, proto je tato metoda použitelná bez omezení.

Měření vlhkostních parametrů

Určení součinitele vlhkostní vodivosti κ [m^{2}s^{-1}] bylo prováděno přibližnou metodou, založenou na měření nasákavosti. Z naměřených dat se sestrojí závislost kumulativního obsahu vlhkosti na odmocnině času, ze které se pomocí lineární regrese přímo určí vlhkostní absorpční koeficient A.

Přibližná hodnota součinitele vlhkostní vodivosti se potom určí na základě vztahu [4]

$$\kappa \approx \left(\frac{A}{w_{sat}} \right)^2 \quad [\mathrm{m^2 s^{-1}}], \tag{1}$$

kde w_{sat} je obsah vlhkosti při plném nasycení vodou [kg m^{-3}].

Měření součinitele difúze vodní páry D [m^{2}s^{-1}] bylo prováděno miskovou metodou bez teplotního spádu. Toto měření je založeno na jednorozměrném šíření vodní páry vzorkem a spočívá v měření difúzního toku vodní páry prošlé vzorkem při znalosti parciálních tlaků vodní páry ve vzduchu pod měrným povrchem vzorku a nad ním [5]. Miska se vzorkem se periodicky váží a zjištěné úbytky či přírůstky hmotnosti se vynesou v závislosti na době vážení do grafu. Po dosažení přímkového charakteru křivky se měření pokládá za ukončené. Součinitel difúzní propustnosti δ se vypočítá podle vztahu

$$\delta = \frac{\Delta m \cdot d}{S \cdot \tau \cdot \Delta p_p} \quad [\mathrm{s}], \tag{2}$$

kde Δm je hmotnost páry difundující vzorkem [kg], d je tloušťka vzorku [m], S je plocha vzorku [m^2], τ je období korespondující s transportem hmotnosti vodní páry Δm [s], Δp_p je rozdíl parciálních tlaků vodní páry ve vzduchu na obou stranách vzorku [Pa].

Za izotermních podmínek platí vztah mezi součinitelem difúze vodní páry D a součinitelem difúzní propustnosti δ

$$D = \delta\, RT/M \quad [\mathrm{m^2 s^{-1}}], \tag{3}$$

kde R je univerzální plynová konstanta, T absolutní teplota a M molární hmotnost vody.

Ve stavební praxi se nejčastěji používá faktor difúzního odporu vodní páry

$$\mu = D_a / D \quad [-], \tag{4}$$

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

K měření součinitele tepelné vodivosti, součinitele teplotní vodivosti a objemové měrné tepelné kapacity byl použit přístroj ISOMET 2104 (Applied Precision) [6], mikroprocesorem řízený přenosný přístroj pro přímé měření termofyzikálních vlastností. Je vybaven vyměnitelnými sondami – jehlovou pro sypké materiály a plošnou pro pevné materiály. Každá z nich obsahuje zabudovanou paměť, ve které jsou uložené kalibrační konstanty.

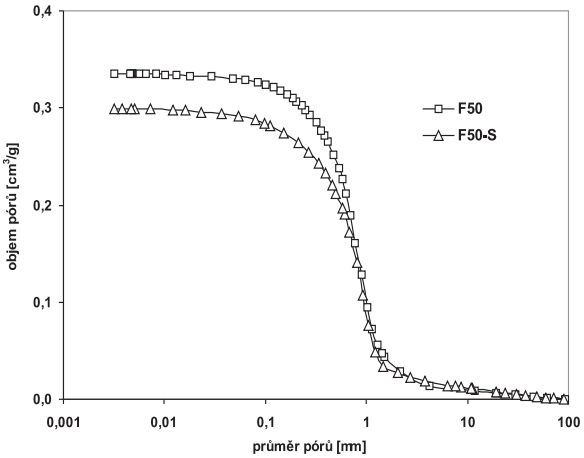
Experimentální výsledky

Základní materiálové charakteristiky studovaných cihelných střepů jsou uvedeny v *tab. 1*. Lze pozorovat, že u materiálu F50-S, kde bylo použito slámy jako lehčiva, došlo k určitému zvýšení hustoty pevné matrice i objemové hmotnosti. Je patrný i mírný pokles otevřené pórovitosti o zhruba 5 %.

Kumulativní porozimetrická křivka studovaných materiálů je uvedena na *obr. 1*. Změna lehčiva střepu F50-S se na charakteru pórového systému výrazně neprojevila, došlo pouze k mírnému poklesu celkového objemu pórů, což bylo zjištěno i při měření celkové pórovitosti v procentech.

Tab. 1. Základní fyzikální vlastnosti keramických střepů

Materiál	ρ	ρ_{mat}	ψ
	[kg m^{-3}]		[%]
F50	1 376	2 666	48,4
F50-S	1 469	2 749	46,6



Obr. 1. Kumulativní porozimetrické křivky

Vlhkostní parametry

Parametry vyjadřující schopnost studovaných materiálů vést kapalnou vlhkost jsou uvedeny v *tab. 2*. Materiál s vyšší otevřenou pórovitostí vykazoval i vyšší schopnost transportu kapalné vlhkosti. Hodnota součinitele vlhkostní vodivosti byla u materiálu F50 o 25 % vyšší než u materiálu F50-S. Zjištěné hodnoty jsou v souladu s hodnotami otevřené pórovitosti (*tab. 1*, *obr. 1*).

Tab. 2. Transportní parametry kapalné vlhkosti keramických střepů

Materiál	A [kg m^{-2}s$^{-1/2}$]	κ [m^2 s^{-1}]
F50	0,26	2,91 E-07
F50-S	0,21	2,06 E-07

Transportní parametry vodní páry jsou uvedeny v *tab. 3*. Vyšších hodnot součinitele difúze vodní páry dosáhl materiál F50, a to jak v uspořádání dry cup, tak i wet cup. Dosažené hodnoty i v tomto případě odpovídají hodnotám naměřené otevřené pórovitosti (*tab. 1*) a rozložení pórů v materiálu (*obr. 1*) i transportním schopnostem kapalné vlhkosti (*tab. 3*) u studovaných keramických střepů.

Součinitel difúze vodní páry v uspořádání dry cup byl nižší než v uspořádání wet cup. Tento výsledek je v souladu se zkušenostmi na jiných typech materiálů a je odrazem skutečnosti, že v uspořádání wet cup je částečně zachycen i přenos vody v kapalné formě [7].

Tab. 3. Transportní parametry vzdušné vlhkosti keramických střepů

Materiál	5/50 %			97/50 %		
	δ [s]	D [m^{2}s^{-1}]	μ [-]	δ [s]	D [m^{2}s^{-1}]	μ [-]
F50	1,36E-11	1,87E-06	12,3	2,20E-11	3,02E-06	8,1
F50-S	5,33E-12	7,33E-07	32,0	1,22E-11	1,67E-06	13,9

Tepelné parametry

V *tabulkách 4* a *5* jsou uvedeny tepelné parametry studovaných materiálů v závislosti na obsahu vlhkosti. Oba zkoumané materiály dosáhly ve vysušeném stavu relativně blízkých hodnot součinitele tepelné vodivosti. Zhruba o 10 % nižší součinitel tepelné vodivosti pro F50 v porovnání s F50-S je v souladu s naměřenými hodnotami otevřené pórovitosti (*tab. 1*). Hodnoty měrné tepelné kapacity obou materiálů v suchém stavu byly také dosti podobné, zde byly naměřené rozdíly v rámci přesnosti použité impulsní metody, která činí ±10 %.

Z uvedených dat lze také pozorovat výraznou závislost tepelných charakteristik na obsahu vlhkosti. Rozdíly naměřených hodnot ve vysušeném stavu a stavu plně saturovaném vodou byly pro oba materiály velmi významné, došlo ke zhruba dvojnásobnému až čtyřnásobnému nárůstu všech studovaných parametrů. Součinitel tepelné vodivosti byl vlhkostí ovlivněn výrazněji než měrná tepelná kapacita, což se projevilo i v hodnotách součinitele teplotní vodivosti.

Tab. 4. Tepelné vlastnosti keramického střepu F50

	u [kgkg^{-1}]	λ [Wm^{-1}K^{-1}]	c [Jkg^{-1}K^{-1}]	a [10^{-6}m^{2}s^{-1}]
F50	0,00	0,300	1 081	0,209
	0,08	0,437	1 122	0,327
	0,09	0,567	1 374	0,372
	0,21	0,747	1 421	0,482
	0,26	0,879	1 811	0,545
	0,33	1,030	1 932	0,494
	0,35	1,057	2 127	0,500

Tab. 5. Tepelné vlastnosti keramického střepu F50-S

	u [kgkg^{-1}]	λ [Wm^{-1}K^{-1}]	c [Jkg^{-1}K^{-1}]	a [10^{-6}m^{2}s^{-1}]
F50-S	0,00	0,332	977	0,227
	0,06	0,499	1 203	0,326
	0,10	0,669	1 369	0,423
	0,15	0,735	1 511	0,444
	0,19	0,863	1 647	0,519
	0,24	0,940	1 777	0,537
	0,29	1,120	1 910	0,512
	0,31	1,217	1 963	0,545

Závěr

V článku jsou prezentovány základní fyzikální charakteristiky a vlhkostní a tepelné vlastnosti dvou druhů keramických střepů, z nichž jsou vyráběny broušené cihelné bloky s označením Family 50. Jsou to tepelně izolační bloky, které dosahují výborných tepelných vlastností a zcela vyhovují evropským normám pro použití na jednovrstvé zdivo. Hodnoty tepelných parametrů těchto tepelně izolačních bloků umožňují v kombinaci s tepelně izolačními omítkami i jejich případné využití pro výstavbu nízkoenergetických a pasivních domů.

Trendy zvyšování nároků kladených na stavební materiály z hlediska tepelných parametrů vedou k rozsáhlému výzkumu a vývoji v této oblasti. Snahou je především dosáhnout z dostupných zdrojů, s ohledem na životní prostředí a v neposlední řadě na stránku ekonomickou, co nejlepších vlastností. V případě cihlářských výrobků se hledají různé možnosti, jak vylepšit nejen tvar a objem dutin v samotné cihle, ale i obsah pórů v keramickém střepu. Pro tento účel se používají různé druhy lehčiv. Dříve používané piliny, které jsou s ekonomického hlediska dosti nákladné, jsou nahrazovány např. slámou, která je dostupnější a finančně méně náročná. Z dosažených výsledků lze konstatovat, že částečné nahrazení pilin slámou ovlivní negativně výsledné vlastnosti keramického střepu. U materiálů s využitím slámy jako lehčiva došlo sice k relativně malému snížení pórovitosti, ale zároveň i ke snížení schopnosti materiálu transportovat jak vzdušnou, tak kapalnou vlhkost. Zvýšily se také hodnoty součinitele tepelné vodivosti, čímž došlo ke zhoršení tepelně izolačních vlastností střepu. Použití slámy jako lehčiva je tedy perspektivní z hlediska ekonomického a ekologického, ale z hlediska tepelných a vlhkostních vlastností je toto řešení méně výhodné než použití pilin.

Článek vznikl za podpory projektu FR-TI2/007 MPO ČR.

Literatura

[1] Hanykýř, V. – Kutzendörfer, J.: Technologie keramiky. Praha, Vega 2002.
[2] Pytlík, P.: Cihlářství. Brno, CERM 1995.
[3] ČSN 73 0540-2 Změna Z1: Tepelná ochrana budov – Část 2: Požadavky, 2005.
[4] Kumaran, M. K.: Moisture Diffusivity of Building Materials from Water Absorption Measurements. IEA Annex 24 Report T3-CA-94/01, Ottawa 1994.
[5] ČSN 72 7031 Měření součinitele difúze vodní páry stavebních materiálů metodou bez teplotního spádu, 2001.
[6] Applied Precision – ISOMET. [Uživatelská příručka], Bratislava, 1999.
[7] Černý, R. – Rovnaníková, P.: Transport Processes in Concrete. London, Spon Press 2002.

Porovnání mechanických vlastností obkladových protipožárních desek

prof. Mgr. Jan TOMAN, DrSc.
Ing. Tomáš KORECKÝ
doc. Ing. Ondrej MICHALKO, CSc.
Ing. arch. Zdena BAŽANTOVÁ, CSc.
prof. Ing. Robert ČERNÝ, DrSc.
ČVUT v Praze – Fakulta stavební

Michal FRANK
Výzkumný ústav stavebních hmot, Brno

Článek popisuje měření mechanických vlastností (modulu pružnosti v tahu a strukturální stability) kompozitních deskových materiálů, které byly vystaveny vysokým teplotám. Pro experiment byly vybrány čtyři druhy materiálů.

Comparison of mechanical characteristics of fireproofing cladding plates

The article describes the measurement of mechanical characteristics (modulus of elasticity in tension and structural stability) of composite plate materials exposed to high temperatures. Four types of materials were selected for the experiment.

Úvod

Jako obklady konstrukcí se často využívají deskové materiály. Jde o dva základní efekty, které má obklad přinést:

– estetická úprava povrchu;
– ochrana vlastní konstrukce proti vnějším škodlivým vlivům, tj. např. proti mechanickému, chemickému či fyzikálnímu namáhání. Ve stavební praxi se často používá obkladových desek pro zvýšení protipožární bezpečnosti.

Pro zlepšení mechanických vlastností se s výhodou používají kompozitní materiály. Aby se posoudila kvalita protipožární ochrany desek, bylo rozhodnuto sledovat kromě jejich tepelně technických materiálových parametrů [1] také jejich vlastnosti mechanické. Popisované měření úzce souvisí se statí [4], proto byl zvolen i stejný způsob namáhání zkoumaných materiálů.

Materiálové vzorky

Z Výzkumného ústavu stavebních hmot Brno byly dodány vzorky čtyř deskových materiálů:

–	Promatect	bílý	tl. 3 cm,
–	Fireboard	šedý	tl. 2,5 cm,
–	sádrokarton	růžový	tl. 1,2 cm,
–	Fermacell	bílý	tl. 1,2 cm.

Jelikož jde o komerčně vyráběné materiály, jejich přesné složení a receptura je vlastnictvím firmy. Z těchto materiálů byly nařezány vzorky – z každého 16 trámečků o délce 16 cm a průřezu 2 cm x tloušťka desky.

Metody měření

Pro určení dynamického modulu pružnosti byly zvoleny dvě nedestruktivní metody, založené na zjištění rychlosti šíření vlnění v materiálu a objemové hmotnosti [2]:

– Určením rychlosti šíření vlnění sonickou metodou na průchod použitím přístroje DiO 562 se proměří rychlost šíření vlnění v daném trámečku. Jeho hmotnost se určí na vahách a posuvným měřítkem se zjistí rozměry. Modul pružnosti pro dlouhou tenkou tyč se potom vypočítá podle vzorce

$$E = c^2 \cdot \rho ,$$

kde E je dynamický modul pružnosti, c rychlost šíření vlnění, ρ hustota.

– Určí se vlastní frekvence vlnění rezonanční metodou [1] v daném trámečku, jehož délku změříme posuvným měřítkem, a potom již snadno určíme rychlost šíření daného vlnění v materiálu. Modul pružnosti vypčítáme podle výše uvedného vzorce.

A protože lze předpokládat, že struktura proměřovaných materiálů se bude částečně měnit s teplotou [3], proměřovaly se tyto vzorky po teplotních šocích, kterým se nejprve vystavily. Teploty pro teplotní namáhání byly určeny s ohledem na teoretické kritické teploty pro stabilitu betonů, tj. cca 470 ˚C (rozklad portlanditu) a cca 680 ˚C (rozklad hydrátů): 25, 110, (pro materiály na bázi sádry 70), 250, 450, 650, 750 a 1 000 ˚C.

Přitom se sledovala hmotnost vzorků a jejich rozměry. Relativní úbytek hmotnosti vzorku při vypálení na určité teplotě podá alespoň částečný obraz o strukturání stabilitě materilálu při jeho zahřívání.

Popis měření

Měření probíhalo obdobně jako při zjišťování tepelně techických vlastností desek. To znamená, že byly vytvořeny skupiny vzorků, aby se dal posoudit vliv postupného zvyšování teploty, tj. opakované teplotní namáhání či zahřátí přímo na vysokou teplotu (viz tabulky, v nichž je barevně odlišeno teplotní namáhání u jednotlivých vzorků).

Tab. 1. Záznam měření na materilu Promatect bílý

Vzorek		hmot. [G]	rel. úbytek [%]	*d* [mm]	*Š* [Mm]	*V* [Mm]	objem [mm^3]	obj. hmot. [kg/m^3]	Ultrazvuk			Rezonance	
									UZ čas [ms]	rychlost [m/s]	modul pruž. [MPa]	*fL* [Hz]	*Ep* [MPa]
1	nevysušené	96,9	100										
	vysušeno na 110 °C	93,7	96,7	180,74	29,77	29,81	160396,6	584,55	142,2	1271	944	3544	959,35
	3 h na 250 °C	94,2	97,3	180,7	28,6	29,88	154420,4	610,61	137,24	1317	1059	3622	1046,25
	3 h na 450 °C	92,8	95,7	180,2	29,48	29,92	158943,9	583,85	142,65	1263	932	3494	925,8
	3 h na 550 °C	90,5	93,4	181,1	29,17	29,8	157424,1	575,32	153,4	1181	802	3528	939,44
	3 h na 750 °C	73,2	75,5	180,81	29,8	29,81	160620,4	455,8	167,75	1078	530	3085	567,26
	3 h na 1 000 °C	68,1	70,8	178,67	28,69	28,08	143939,3	476,66	205	872	362	2684	438,47
2	nevysušené	97,8	100										
	vysušeno na 110 °C	94,4	96,5	179,31	30,81	29,8	164631,3	573,65	141,84	1264	917	3477	891,91
	3 h na 250 °C	95,3	97,4	178,94	31,09	29,97	166730,4	571,82	142,17	1259	906	3440	866,67
3	nevysušené	98,3	100										
	vysušeno na 110 °C	94,8	96,5	181,06	30,28	30,37	166503,4	569,9	147,8	1225	855	3329	828,19
	3 h na 450 °C	94,5	96,1	181,23	29,78	30,31	163584	577,68	153,19	1183	809	3356	854,78
4	nevysušené	97,4	100										
	vysušeno na 110 °C	94,3	96,8	179,5	30,64	30,18	165986,4	568,48	149,85	1198	816	3388	840,99
	3 h na 550 °C	91,2	93,6	179,53	31,22	29,9	167587,3	544,19	162,8	1103	662	3416	818,7
5	nevysušené	90	100										
	vysušeno na 110 °C	87,5	97,3	180,34	29,2	30,21	159083,7	550,59	149,16	1209	805	3442	848,58
	3 h na 750 °C	74,7	83	180,02	28,74	29,81	154230,2	484,79	162,16	1110	597	3389	721,78
6	nevysušené	95,5	100										
	vysušeno na 110 °C	93,2	97,5	180,54	29,75	30,03	161293,1	577,83	148,3	1217	856	3402	871,92
	3 h na 1 000 °C	68,6	71,9	176,95	28,93	27,88	142722,3	481,07	182	972	455	2856	491,46
7	nevysušené	107	100										
	vysušeno na 110 °C	103	96,9	180,57	29,9	33,37	180166,1	576,02	151,21	1194	821	3450	894,19
	3 h na 250 °C	104	97,4	180,2	29,77	33,48	179605,3	581,16	139,69	1290	967	3474	911,02
	3 h na 550 °C	100	93,9	180,2	29,94	33,48	180630,9	556,77	149,8	1203	806	3483	877,31
8	nevysušené	97,6	100										
	vysušeno na 110 °C	97,7	100	180,94	30,13	29,85	162733,9	600,67	147,9	1223	899	3391	904,53
	3 h na 450 °C	93,5	95,9	180,55	30,11	29,7	161459,9	579,65	139,24	1297	975	3437	892,85
	3 h na 750 °C	77	79,8	180,77	30,28	30,03	164375,7	473,91	163,45	1106	580	3208	637,5
	3 h na 1 000 °C	69,3	71	176,59	29,2	27,59	142265,9	487,61	176	1003	491	2419	355,91
9	nevysušené	94,5	100										
	nesušené	94,1	99,6	181	30,11	29,87	162788,8	578,17	144,87	1249	903	3456	904,94
	3 h na 250 °C	91,7	97,1	180,46	29,21	29,74	156766,6	585,33	137,64	1311	1006	3396	879,34
10	nevysušené	98,3	100										
	nesušené	98	99,7	179,75	30,03	29,92	161504,9	607,1	147,19	1221	905	3518	971,07
	3 h na 450 °C	94,1	95,7	179,22	30,53	29,66	162287,3	579,96	144,73	1238	889	3475	899,79

Tab. 1. (pokračování) Záznam měření na materilu Promatect bílý

Vzorek		hmot. [G]	rel. úbytek [%]	*d* [mm]	*Š* [Mm]	*V* [Mm]	objem [mm^3]	obj. hmot. [kg/m^3]	Ultrazvuk			Rezonance	
									UZ čas [ms]	rychlost [m/s]	modul pruž. [MPa]	*fL* [Hz]	*Ep* [MPa]
11	nevysušené	97,8	100										
	nesušené	97,5	99,7	179,36	29,92	29,67	159222,6	612,41	144,57	1241	943	3628	1037,27
	3 h na 550 ˚C	91,4	93,5	178,91	29,82	30,52	162827,1	561,88	144,8	1236	858	3596	930,28
12	nevysušené	97,9	100										
	nesušené	97,5	99,66	180,24	30,59	29,93	165020,3	591,26	155,27	1161	797	3400	888,18
	3 h na 750 ˚C	78,6	80,29	179,86	30,56	29,79	163741,4	480,03	175,13	1027	506	3103	598,08
13	nevysušené	104	100										
	nesušené	104	99,74	180,08	32,75	30,07	177341,4	587,74	142,52	1264	938	3475	920,63
	3 h na 1 000 ˚C	74,6	71,4	174,18	31,3	27,93	152269,7	489,99	187	931	425	2536	382,42
14	nevysušené	97,8	100										
	nesušené	97,4	99,63	178,9	30,71	29,96	164600,8	591,98	144,09	1242	913	3504	930,5
	3 h na 250 ˚C	95,2	97,34	178,72	30,77	30,04	165196,4	576,28	137,58	1299	972	3488	895,77
	3 h na 550 ˚C	91	93,52	178,71	30,69	29,73	163057,5	560,91	143,7	1244	868	3526	890,87
15	nevysušené	94,4	100										
	nesušené	94,1	99,76	181,21	30,23	29,51	161655,1	582,54	143,28	1265	932	3429	899,67
	3 h na 450 ˚C	91,6	97,1	181,24	29,92	29,12	157909,1	580,46	145,32	1247	903	3383	872,86
	3 h. na 750 ˚C	78,6	83,36	180,94	29,76	29,3	157773,9	498,75	172,37	1050	550	3324	721,66
16	nevysušené	102	100										
	nesušené	101	99,59	180,27	30,99	29,95	167317,7	608,9	155,5	1159	818	3475	955,79
	3 h. na 1 000 ˚C	72,3	70,68	175,74	30,15	28,09	148836,6	485,83	206	853	354	2607	407,92

Další rozdíl byl ve výchozích podmínkách před vyšším teplotním namáháním. Vzorky 1–8 byly předem vysušeny na 110 ˚C (popř. 70 ˚C – pro desky na bázi sádry) po dobu 7 dnů (do konstantní hmotnosti), skupina vzorků 9–16 byla teplotně namáhána přímo z ustálené vlhkosti (po dobu vysoušení skupiny vzorků 1–8 byla tato skupina uložená v laboratoři při cca 25 ˚C a R. V. cca 60 %)

Pro teplotní namáhání na určité teplotě byla vybraná skupina vložena do elektrické pece, zahřáta na danou teplotu a na ní setrváno 3 h. Potom bylo topení vypnuto a vzorky postupně v peci chladly. K měření dynamického modulu pružnosti došlo po jejich vychladnutí na cca 30–25 ˚C.

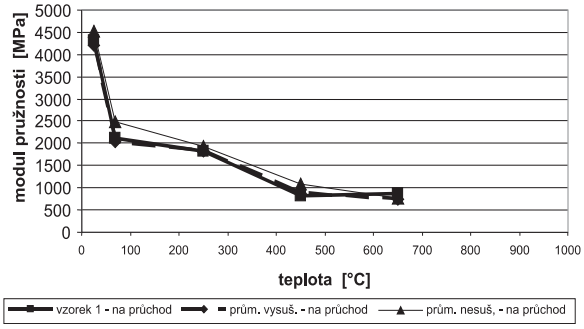
Výsledky měření

Pro názornost uvádíme v tabulkovém zpracování pouze výsledky měření jednoho materiálu (*tab. 1*), na ostatních byla zpracována obdobným způsobem. V tabulce jsou různým stínováním pro určité teploty označeny řádky zápisů podle toho, jak byl vzorek teplotně namáhán. Naměřené hodnoty jsou zpracovány v EXCEL Editoru.

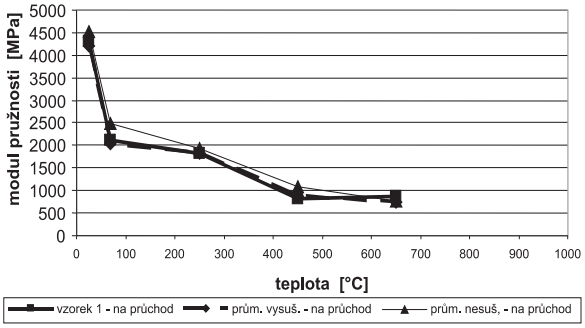
Zpracování výsledků

Naměřené a vypočítané hodnoty v tabulkách umožňují např. grafické znázornění veličin u jednotlivých materiálových druhů či u vzorků stejného materiálu, které však měly různou historii. Další grafy poskytují možnost porovnání výsledků měření dynamického modulu pružnosti různými metodami. Hodnoty dynamického modulu pružnosti naměřené u materiálu Fernacell metodou určení rychlosti šíření vlnění na průchod jsou vyneseny na *obr. 1* a na *obr. 2* metodou rezonanční.

Z porovnání obou grafů je zřejmé, že výsledky naměřené na vzorku 1 (který byl před teplotním namáháním vysušen, a potom postupně zahříván) jsou u obou metod porovnatelné. I hodnoty naměřené na skupině vzorků předem vysuše-

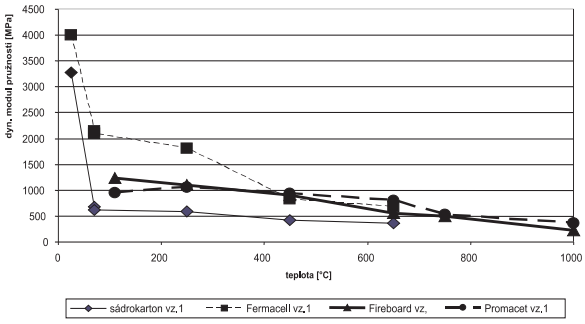


Obr. 1. Závislost dynamického modulu pružnosti na teplotě vypálení pro Fermacell – rychlost šíření vln byla určována metodou „na průchod“

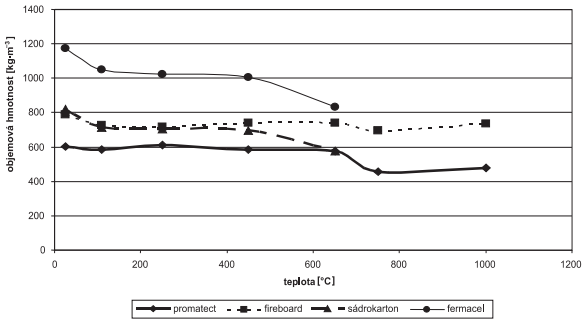


Obr. 2. Závislost dynaického modulu pružnosti na teplotě vypálení pro materiál Fermacell – rychlost šíření vln byla určována rezonanční metodou

ných (některé vzorky byly zahřívány postupně, některé šokem přímo na vysokou teplotu) jsou výsledky ve velké shodě. Je však vidět, že křivka vyjadřující průměrnou hodnotu dynamického modulu zjištěného na vzorcích, které nebyly předem vysoušeny, má hodnotu poněkud větší a je patrný i rozdíl ve výsledku obou metod. Proto je možno učinit závěr, že při šokovém vystavení vysokým teplotám dochází k jiným strukturálním změnám materiálu než při postupném vypuzování vlhkosti, což se projeví více u rezonanční metody. Dále je např. na *obr. 3* vynesena závislost dynamického modulu pružnosti na teplotě vypálení pro jednotlivé materiály. Zde pro ilustraci uvádíme pouze vzorky č. 1. Podobně jsou utvořeny grafy, v nichž je vynášen průměr z naměřených hodnot ze vzorků předem vysušených, stejným způsobem potom průměr nesušených.



Obr. 3. Závislost dynamického modulu pružnosti na teplotě vypálení pro různé materiály



Obr. 4. Změna objemové hmotnosti s teplotou vypálení

Protože výsledky naměřené oběma metodami (na průchod a rezonanční) nevykazovaly výrazné rozdíly, je vynášen pouze dynamický modul určený z rychlosti šíření vlnění změřenou metodou na průchod.

Zajímavé skutečnosti lze vyčíst také z grafů, v nichž jsou porovnávány výsledky dalších veličin (jako např. změna objemové hmotnosti (*obr. 4*), úbytek hmotnosti či změna rozměrů) naměřených na jednotlivých materiálech. Tato zpracování však zde není možné ukázat v plné šíři.

Diskuze

Z porovnání grafů vyplývá, že modul pružnosti materiálu Promatect je poměrně stabilní s mírně klesající tendencí a jsou nepatrné rozdíly jeho hodnot v závislosti na počátečních podmínkách, ve kterých se začal materiál sledovat. Proti tomu Fireboard vykazoval silněji klesající tendenci hodnot modulu pružnosti s nárůstem vypalovací teploty. Byl zde pozorován větší vliv počátečního vysušení, tedy vliv vlhkosti u nevysušených vzorků na modul pružnosti.

Celkem podle očekávávání se měřením prokázalo, že deskové materiály na bázi sádry sádrokarton-Rigibs a Fermacell nemají dostatečnou strukturální stabilitu při vysokých teplotách (vzorky se rozpadaly při teplotách kolem 800 ˚C). To je zřejmě způsobeno i přeměnou dihydrátu sádrovce na hemihydrát, či dokonce na anhydryt. Proto, i když při nižších teplotách naměřené mechanické parametry celkem vyhovují, z hlediska protipožární ochrany jsou výhodnější desky Promatect a Fireboard na bázi kompozitů.

Porovnáváme-li grafy změn objemové hmotnosti, můžeme konstatovat, že pro nižší teploty (do 500 ˚C) je stabilnější matriál Promatect, ale změny při vysokých teplotách jsou větší než u Fireboardu.

Změny materiálů na bázi sádry se projevují při odstranění volné vody, tj. při teplotách do 70 ˚C, a potom až při teplotách nad 450 ˚C, což je zřejmě způsobeno strukturální změnou dihydrátu v hemihydrát a při tepelotách nad 750 ˚C dochází k destrukci materiálu – změna na anhydryt. Jednoznačně se však ukázalo, že u předem vysušených materiálů je u všech sledovaných veličin menší rozptyl naměřených hodnot.

Závěr

Je možno konstatovat, že pokud jde o hodnocení mechanických materiálových parametrů, jsou oba kompozitní materiály porovnatelné a mají výhodu před materiály na bázi sádry ve větší strukturální stabilitě.

Snad jenom to, že dynamický modul pružnosti byl naměřen u bílého materiálu Promatect nepatrně stabilnější a i celkové strukturální stabilita byla u tohoto materiálu pozorována lepší – i vizuální estetický dojem – dává důvod k tomu, že použití desek z tohoto materiálu jako protipožárních obkladů je výhodnější.

Článek vznikl za podpory projektu FR-TI1/216 MPO a VZ MŠMT MSM 684077003.

Literarura

[1] Toman, J.: Vliv teploty a vlhkosti na fyzikální parametry stavebních materiálů. [Dizertace DrSc.], Praha, ČVUT 1992.
[2] Toman, J. – Semerák, P.: Fyzika 10, Praktická cvičení. [Učební text], Praha, ČVUT 2003.
[3] Carslaw, H. S. – Jaeger, J. C.: Conduction of Heat in Solids. Oxford, Clarendon Press 1959.
[4] Toman, J. – Korecký, T. – Michalko, O.– Bažantová, Z. – Černý, R.: Porovnání mechanických vlastností obkladových protipožárních desek. Stavební obzor, **21**, 2012, č. 1, s. 15-17.

Péče o technickou infrastrukturu ve veřejných vesnických prostorech

Ing. arch. Jan KAŠPAR
ČVUT v Praze – Fakulta stavební

Kvalitu bydlení na venkově nezajišťuje pouze přítomnost konkrétní technické infrastruktury, ale i dokonale zvládnutý management kontroly a péče o ni. Ten se však, na základě prováděného průzkumu v okrese Příbram, jeví jako nedostatečný.

Maintenance of technical infrastructure in rural public areas

The quality of rural living results not only from the presence of specific technical infrastructure, but also from the perfectly organized management of its inspection and maintenance. This, however, appears insufficient in the light of the survey made in the Příbram district.

Problematika péče o technickou infrastrukturu

Poruchy a havárie technické infrastruktury jsou současným nepřehlédnutelným problémem urbanizovaných území, ať již jde o intravilán měst či obcí. Druhé zmíněné se však v oblasti kontroly a správy inženýrských sítí potýkají se závažnějšími problémy, které mohou vyplývat např. z malého počtu pracovníků (závisí na velikosti spravovaného území) a jejich nedostatečné odbornosti a zkušeností v oboru městského inženýrství. Problémem je i vytíženost těchto pracovníků, kteří kromě svých funkcí mají často jiné hlavní zaměstnání. Současná legislativa je velmi nepřehledná a situaci spíše komplikuje. Zároveň neexistují dostatečné metodické pokyny, o které by se mohli úředníci opřít při prosazování veřejných zájmů a zájmů obcí v oblasti správy a kontroly technické infrastruktury (TI). Potřeba zmíněné metodiky v této oblasti je evidentní. Stávající technická infrastruktura obcí i měst představuje do dalších let neodhadnutelnou hrozbu, která může narušit jejich primární funkce (zásobování vodou a energiemi, narušení dopravy aj.).

Vítězslav Kuta se spoluautory v článku pro časopis Stavebnictví uvádí: *„Současný stav a postup řešení v praxi je možné označit spíše za nákladnou a technicky neperspektivní improvizaci. Východiskem může být jen spolehlivé zabezpečení efektivní obnovy, modernizace a kompletace technického vybavení území (TVÚ) a jeho trvale udržitelného stavu. Dobře technicky zabezpečené území je schopno si zachovat příznivé životní podmínky pro obyvatele sídel a současně vyloučit, nebo alespoň minimalizovat, negativní ekologické dopady.“* [1]

O zabezpečení souvislého provozu a postupné modernizace vč. průběžné kontroly a eliminace případných rizik technického vybavení území se do budoucna může postarat pouze důkladně propracovaný facility management. Jen při jeho zvládnutí ve všech oblastech správy veřejného majetku lze zabezpečit udržitelný rozvoj území. Ideu udržitelného rozvoje je třeba prosazovat na všech úrovních státní správy.

Technická infrastruktura prochází v současné době výrazným vývojem, který vnímáme, především na venkově, ve zvyšování kvality bydlení v těchto sídlech. Zajišťuje přepravu energií a hmot nebo odvod a likvidaci odpadů.

Realizace částečné či kompletní technické infrastruktury stojí zejména malé obce značné úsilí a finanční prostředky. Je tedy v jejich vlastním zájmu důsledně dohlížet na její správné vybudování a následnou správu. Jakékoli náhlé opravy mohou způsobit obcím a jejich občanům zásadní životní komplikace (přerušení dodávky vody/plynu, narušení dopravy v důsledku stavebních prací v prostoru místních komunikací aj.). Často dlouhá doba oprav, především v důsledku podcenění situace, zatěžuje rozpočty obcí a nutí k různým typům výjimečných opatření.

Přestože v současné době je kladen důraz na ideu udržitelného rozvoje, v oblasti technické infrastruktury takto striktně postupováno není. Toto tvrzení bude dále doloženo na základě vyhodnocení průzkumu, který se touto tematikou zabýval na území okresu Příbram a byl podkladem pro zpracování tohoto textu.

Venkovské prostředí, na rozdíl od městského, se vyznačuje velmi odlišnou urbanistickou koncepcí, která vyplývá zejména z odlišných požadavků na veřejné a komunikační prostory. Jen zřídka se setkáváme s dostatečnou dimenzí uličního prostoru (*obr. 1*), jenž by umožnil bezproblémové uložení inženýrských sítí. Jde především o prostory ve starých sídelních strukturách (historických jádrech obcí), které nebyly pro tyto potřeby dimenzovány. Mají být přednostně ukládány do nezpevněných částí komunikačního prostoru (zatravněných dělících pásů, pásů liniové doprovodné zeleně, nezpevněných částí přidruženého prostoru atd.). Prostor ulice je však zpravidla zaplněn obslužnou komunikací



Obr. 1. Příklad úzkého uličního profilu ve staré sídelní struktuře, typický především u nepravidelně rostlých vsí s výstavbou podél procházejících cest (centrum obce Hlubyně)

(dopravním prostorem), jejíž dimenze se odvíjela od postupně se zvyšující motorizace. Některými obcemi prochází i komunikace vyššího významu (okresní, krajské). Uložení inženýrských sítí v hlavním dopravním prostoru je často jedinou možnou variantou. Právě proto by měl být kladen důraz na bezchybnou realizaci a průběžnou preventivní kontrolu technické infrastruktury.

Správa technické infrastruktury

V zákoně č. 183/2006 Sb. § 161 odst. 1 se přímo uvádí: *„... vlastníci technické infrastruktury jsou povinni vést o ní evidenci, která musí obsahovat polohové umístění a ochranu, a v odůvodněných případech, s ohledem na charakter technické infrastruktury, i výškové umístění.“* [2]

Komplikace můžeme vidět v tom, že odpovědnost za provoz technické infrastruktury a zpracování provozní dokumentace zůstává na bedrech jednotlivých správců sítí bez jakékoli kontroly ze stran obcí. Příslušný správce přitom musí dle výše uvedeného zákona na žádost obecního úřadu sdělit: *„… údaje o její poloze, podmínkách napojení, ochrany a další údaje nezbytné pro projektovou činnost a provedení stavby.“* [2] V případě, že správcem technické infrastruktury je sama obec, je velmi diskutabilní, zda zde může existovat spolehlivý kontrolní mechanismus.

Pokud nastane kolaps v podzemním prostoru, je třeba okamžitě pracovat s příslušnými podklady. Případná nečinnost způsobená jejich neúplností, nepřesností či přímo absencí se okamžitě projeví průtahy při realizaci oprav, a tím negativně ovlivní život obyvatel příslušné obce či širšího území.

Rozvoj obce vs. udržitelný rozvoj

V současné době je velká snaha obcí o revitalizaci historických částí, celkové úpravy a přestavbu uličních a návesních prostorů nebo jen rekonstrukci povrchů komunikací. Tyto činnosti však nelze řešit odděleně od podzemních prostorů, kde probíhají trasy technické infrastruktury (elektrické vedení, vodovod, plynovod, kanalizace aj.). Opomenutí analýzy stávajících inženýrských sítí a neřešení celkové koncepce technické infrastruktury v rámci obce do řešeného projektu může znamenat pouze blízký opětovný stavební vstup do těchto prostorů a znehodnocení investice značně přesahující rozpočet obce. Jakékoli další, tím spíše zbytečné, navyšování rozpočtu obce v důsledku zanedbání správy svěřeného majetku je nepříjemným odkazem pro pokračující úředníky, resp. celou obec. Při všech projekčních pracích je proto třeba již v počáteční fázi posoudit záměr z hlediska udržitelného rozvoje obce. Tento požadavek je několikrát zmíněn v již uvedeném zákoně č. 183/2006 Sb. V § 18 odstavci 1 se uvádí: *„Cílem územního plánování je vytvářet předpoklady pro výstavbu a pro udržitelný rozvoj území, spočívající ve vyváženém vztahu podmínek pro příznivé životní prostředí, pro hospodářský rozvoj a pro soudržnost společenství obyvatel území a který uspokojuje potřeby současné generace, aniž by ohrožoval podmínky života generací budoucích.“* [2]

Využití zásad trvale udržitelného rozvoje (TUR) je zcela v souladu se Strategickým rámcem udržitelného rozvoje České republiky (SRUR ČR), který byl schválen usnesením vlády ČR č. 37 dne 11. ledna 2010, a dalšími zmínkami v jiných právních předpisech (např. zákoně č. 17/1992 Sb., o životním prostředí). Přestože zásady udržitelného rozvoje jsou popisovány spíše okrajově bez rozsáhlejší specifikace a velmi záleží na jejich vlastním výkladu, mají obce dostatečnou zákonnou oporu při jejich vyžadování jak na úrovni územního plánování, tak při konkrétní projekční činnosti a výstavbě na území obce.

Tab. 1. Výsledky průzkumu péče o TI ve veřejném prostoru

Název obce	Otázka							
	vodovod	kanalizace	plynovod	úprava HVP po roce 1989	řešení TI v rámci projektu úpravy HVP	předcházení rizikům poruch TI	katalog uličních profilů	digitální mapové podklady s polohou TI
Bohutín	O			O	O	O		O
Borotice								
Čím		O						
Daleké Dušníky	O					O		
Dolní Hbity		O		O		O		O
Horčápsko								
Chrást	O	O		O	O	O		
Jablonná								
Jesenice	O	O				O		O
Koupě								
Klučenice	O	O				O		
Kňovice	O			O				O
Kosova Hora	O	O	O	O	O	O		O
Křepenice								
Malá Hraštice	O	O		O			O	
Milín	O	O	O					
Mokrovraty	O	O		O				
Nečín	O	O		O		O		O
Nechvalice	O							O
Nový Knín	O	O		O				
Počaply								
Počepice	O							O
Radíč	O			O				
Sedlec–Prčice	O	O	O	O	O			O
Sedlice	O			O				O
Svatý Jan	O	O		O				O
Štětkovice	O			O	O	O		
Tochovice	O	O						O
Trhové Dušníky	O	O		O	O	O		
Voznice	O	O						
Vrančice	O							O
Zbenice		O		O	O	O	O	
Zduchovice	O	O						

Péče o technickou infrastrukturu v hlavním veřejném prostoru

Zkoumaným vzorkem byly obce na území okresu Příbram. Výzkum probíhal ve druhém čtvrtletí 2011 v rámci předmětu doktorského studia Městské inženýrství na Fakultě stavební ČVUT. Celkem bylo osloveno 116 obcí, které byly požádány o vyplnění dotazníku obsahujícího otázky vyplývající z popsané problematiky:

- technická infrastruktura v obci (Předmětem zájmu byla pouze kanalizace, vodovod, plynovod vzhledem k podílu na celkové kvalitě bydlení v malých sídlech. Tyto inženýrské sítě jsou realizovány ve stávajících veřejných prostorech, např. v ulici, na návsi, jejichž dimenze není pro jejich umístění často příliš vhodná.);
- proběhla v obci od roku 1989 úprava hlavního veřejného prostoru;
- stručný popis úprav (rekonstrukce nebo přestavba návsi, rekonstrukce povrchu komunikací aj.);
- zabýval se projekt podzemím, inženýrskými sítěmi v těchto prostorech (posouzením aktuálního stavu sítí, jejich rekonstrukcí aj.);
- předchází obec možným rizikům vzniku poruch v podzemí těchto prostorů (jakékoli vstupy do komunikací za účelem odstranění poruch mají za následek porušení rekonstruovaných povrchů komunikací, omezení provozu v řešeném prostoru aj.);
- způsob předcházení rizik (např. tlak na jednotlivé správce sítí ohledně zpracování provozní dokumentace a průběžné kontroly stavu inženýrských sítí na území obce);
- má obec zpracován katalog uličních profilů s prostorovým uspořádáním inženýrských sítí ve veřejných prostorech (ulice, náves);
- má obec k dispozici digitální mapové podklady se skutečnou polohou inženýrských sítí na území obce.

Z celkového počtu oslovených se průzkumu zúčastnilo 33 obcí, což odpovídá účasti 28 %. Podrobné výsledky dotazníkového průzkumu jsou uvedeny v *tab. 1*.

Velmi zajímavý je údaj o počtu napojených vsí na základní inženýrské sítě, který lze velmi dobře konfrontovat se záznamy českého statistického úřadu. Jde o údaj poukazující na současnou kvalitu obytného prostředí na venkově. Na veřejný vodovod je napojeno 73 %, kanalizaci 55 % a plynovod pouze 9 %. Celkově je na technickou infrastrukturu napojeno 82 % obcí.

V 48 % zúčastněných obcí proběhla úprava veřejného prostoru. Většinou šlo o rekonstrukci povrchů komunikací nebo úpravu zeleně, výjimečně o celkovou rekonstrukci prostoru. Je velmi znepokojující, že pouze 44 % z těchto obcí se v rámci projektu úprav zabývalo podzemím, tedy IS v těchto prostorech.

Pouze 41 % obcí s vybudovanou technickou infrastrukturu uvádí, že předchází možným rizikům vzniku jejích poruch. Pouze 7 % obcí má však zpracován katalog uličních profilů s prostorovým uspořádáním inženýrských sítí a 48 % obcí má k dispozici digitální mapové podklady s jejich skutečnou polohou.

Budoucnost

V datech Českého statistického úřadu z roku 2009 se uvádí, že podíl obyvatel zásobovaných vodou z veřejného vodovodu je 92,8 % a podíl obyvatel bydlících v domech napojených na kanalizaci je 81,3 %. Tato fakta v kombinaci s údaji získanými prováděným průzkumem poukazují na nedostatečně vybudovanou technickou infrastrukturu v řadě českých obcí. Nyní předpokládáme, že v mnohých obcích se teprve bude realizovat. To je jasně formulováno v Plánu rozvoje vodovodů a kanalizací území ČR, vydaném roku 2010 Ministerstvem zemědělství, který počítá jak s doplněním, modernizací a rekonstrukcí současných inženýrských sítí, tak především s jejich rozvojem v obcích, které ještě technickou infrastrukturu nemají vybudovanou. Jde o střednědobou koncepci až do roku 2015. Nyní je třeba tato sídla upozorňovat na možná úskalí spojená s podceněním dohledu nad samotnou realizací. Je nezbytně nutné, aby obce ve všech fázích přípravy a realizace těchto staveb postupovaly dle zásad TUR obce. Jedině tak lze dlouhodobě zajistit odpovídající obytné prostředí. S tím zásadně souvisí i důsledná průběžná kontrola stavu nově vybudovaných i stávajících inženýrských sítí. Právě komplexní zmapování jejich stavu (přesná poloha, uložení aj.) a důsledná kontrola činnosti jejich správců by měla pomáhat předcházet poruchám na těchto stavbách. Tato činnost se, bohužel, ukazuje jako nedostatečná, což se negativním způsobem odráží na kvalitě venkovského obytného prostoru. Hodnotu bydlení nezvyšuje pouze přítomnost konkrétní technické infrastruktury, ale i dokonale zvládnutý management kontroly a péče o ni.

Literatura

[1] Kuta, V. – Kuda, F. – Šrytr, P.: Úloha městského inženýrství. Stavebnictví, 2008, č. 8, s. 26.

[2] Zákon č. 183/2006 Sb., o územním plánování a stavebním řádu (Stavební zákon).

[3] Šrytr, P. a kol.: Městské inženýrství 1. Praha, Academia 1998.

[4] Šrytr, P. a kol.: Městské inženýrství 2. Praha, Academia 2001.

[5] Šrytr, P.: Výpadky (poruchy a havárie) inženýrských sítí z hlediska udržitelného rozvoje. ČVUT v Praze, 2009.

Vliv realizace, centrace a určení výšky přístroje a cíle na přesnost určovaných veličin

doc. Ing. Martin ŠTRONER, Ph.D.
ČVUT v Praze – Fakulta stavební

Článek popisuje postupy pro vyjádření a využití přesnosti centrace přístroje a cíle a určení jejich výšek pro rozbory přesnosti v inženýrsko-geodetických měřeních. Je popsán způsob výpočtu velikosti jejich vlivu na přesnost určovaných veličin (délka, směr, zenitové úhly), a zároveň jsou popsány i takto vznikající korelace mezi nimi, které byly doposud zanedbávány.

The effect of measurement performance, centring and determination of the instrument and target height on the accuracy of determined variables

The article describes procedures for the expression and utilization of the accuracy of the instrument and target centring and the determination of their heights for accuracy analyses in engineering geodetic measurements. It includes the calculation procedure of the magnitude of their effect on the accuracy of determined variables (lengths, directions, zenith angles) as well as the description of mutual correlations arising among them in this context which have been neglected so far.

1. Úvod

Při přesných inženýrsko-geodetických měřeních jsou vždy při rozborech přesnosti zvažovány jednotlivé vlivy působící na přesnost přímo určovaných veličin, které jsou dále zpracovávány a kterými jsou v současné době téměř výhradně šikmé délky, vodorovné směry a zenitové úhly. Výjimečně jsou to také vodorovné délky.

Pro rozbory přesnosti výpočtu souřadnic či jiných hodnot z měřených veličin je třeba kromě přesnosti měření jednotlivých veličin uvážit přesnosti dostředění přístroje a cíle, určení výšky přístroje a cíle a případně přesnost realizace (u vytyčování). Ty neovlivňují přímo přesnost měření veličiny jako takové (např. šikmé délky přístroj – hranol), ale určovanou veličinu, tj. např. šikmou vzdálenost bodů, nad kterými jsou centrovány a horizontovány přístroj a hranol na stativu. Pro výpočet je dále potřebná určovaná veličina.

Centrace má vliv na určení všech typů veličin, dosažitelné přesnosti byly zkoumány např. v článku [1]. Přesnost určení výšky přístroje nebo cíle může být do výpočtů zavedena dvěma způsoby. Jednak prostřednictvím výšky přístroje či cíle od bodu a její směrodatné odchylky, což lze při běžných rozborech přesnosti, avšak ve vyrovnání to přináší problémy, a proto se vyrovnání obvykle počítá z měřených veličin redukovaných o výšku přístroje a cíle. Pak je třeba do přesnosti měření jednotlivých veličin započítat nejen samotnou přesnost měření, ale také nepřesnost způsobenou určením výšky přístroje a cíle.

2. Vliv realizace na výsledky vytyčení

Pojem realizace pro potřeby vytyčování značí souhrn přesnosti umístění cílového znaku, na který se měří, a přenesení jeho polohy a vyznačení na potřebný povrch. Cíl, na který se např. při polárním vytyčení měří, může být hranol na výtyčce, na stativu apod., vyznačení polohy může být např. tužkou na dřevěnou desku, často také zatlučením nastřelovacího hřebu do povrchu konstrukce. Obvykle se přesnost realizace souhrnně popisuje hodnotou σ_r = 1 mm, pro vytyčení v poloze se předpokládá kružnice chyb o poloměru σ_r.

V dalším popisu nebude v odvozeních odlišován vliv realizace a vliv centrace cíle, neboť je lze popsat totožně.

3. Obecný postup určení celkové přesnosti měřené veličiny

Měřená veličina, ať již je to délka, směr, nebo zenitový úhel, má určitou přesnost. Ta se skládá z přesnosti měření přístrojem σ_m (např. pro vodorovné směry cílení, odečtení, pro zenitové úhly ještě urovnání indexů) a přesností signalizace počátečního a koncového bodu měřené veličiny. Při geodetických měřeních je na „počátečním“ bodě umístěn (centrován) přístroj a na „koncovém“ cíl. Vliv umístění cíle lze popsat hodnotou σ_{CC}, vliv umístění přístroje σ_{CP} . Celková směrodatná odchylka σ_v určované veličiny se pak podle [2] určí podle vztahu

$$\sigma_n^2 = \sigma_m^2 + \sigma_{CP}^2 + \sigma_{CC}^2 . \qquad (1)$$

Přesnost měření přístrojem za daných podmínek je obvykle známa od výrobce či z testování, přesnost umístění přístroje a cíle příslušnými pomůckami obvykle také, jejich vliv na přesnost měřené veličiny je však proměnlivý a pro jednotlivé veličiny měřené na stanovisku může na kratší vzdálenosti značně převýšit samotnou velikost chyby měření. Zároveň jsou mezi jednotlivá měření na stanovisku vnášeny závislosti (korelace), neboť skutečná chyba umístění přístroje je stejná pro všechny veličiny.

Tento typ chyb působících na měření není vhodné podceňovat. Odvození vzorců pro výpočet jejich vlivu bude uvedeno dále, zde jen pro ilustraci několik hodnot: na vzdálenost 100 m způsobí chyba v centraci přístroje 1 mm chybu ve směru 0,6 mgon; na vzdálenost 50 m pak 1,3 mgon a na 25 m již 2,5 mgon. Z těchto hodnot vyplývá, že je vhodné

zejména při pracích náročných na přesnost zvážit typ a přesnost centrace a určení výšky přístroje.

3.1. Přesnost centrace a výšky cíle nebo přístroje

Přesnost centrace a určení výšky přístroje/cíle lze popsat kovarianční maticí ve tvaru

$$\boldsymbol{M}_C = \begin{pmatrix} \sigma_{xy}^2 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_{xy}^2 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_z^2 \end{pmatrix}. \qquad (2)$$

Přesnost centrace lze popsat kružnicí chyb o poloměru σ_{xy} a přesnost určení výšky přístroje směrodatnou odchylkou σ_z. Kružnice chyb je použita, protože přesnost centrace, ačkoli obecně nelze zaručit, že je ve všech směrech stejná, je za takovou pro potřeby výpočtů a hodnocení přesnosti považována.

Veličiny týkající se cíle budou značeny doplňkovým indexem $_{CC}$, veličiny týkající se přístroje indexem $_{CP}$. Kovarianční matice popisující vliv centrace a určení výšky cíle tedy bude značena $\boldsymbol{M}_{CC}$, vliv pro přístroj $\boldsymbol{M}_{CP}$.

3.2. Výpočet vlivu centrace a určení výšky cíle nebo přístroje na měřenou veličinu

Tento vliv značí, že měřená veličina je určována mezi jinými body, než je třeba. Rozdíl mezi ideální a skutečnou polohou lze popsat pouze statisticky dvourozměrným nebo třírozměrným normálním rozdělením vyjádřeným kovarianční maticí (2). Jde tedy o analogii chyby podkladu. Pro měřenou veličinu v se vliv vypočítá pomocí zákona hromadění směrodatných odchylek. Měřená veličina se vyjádří jako funkce souřadnic stanoviska S a cíle C.

$$v = f(x_s, y_s, z_s; x_c, y_c, z_c)\,. \qquad (3)$$

Vliv přesnosti centrace σ_{CP} přístroje lze vyjádřit zákonem hromadění směrodatných odchylek ve tvaru

$$\sigma_{CP}^2 = \boldsymbol{a}_S \cdot \boldsymbol{M}_{CP} \cdot \boldsymbol{a}_S^T,\ \boldsymbol{a}_S = \begin{pmatrix} \frac{\partial v}{\partial x_S} & \frac{\partial v}{\partial y_S} & \frac{\partial v}{\partial z_S} \end{pmatrix}. \qquad (4)$$

Po roznásobení vzhledem k nulovým kovariancím v matici $\boldsymbol{M}_{CP}$ platí

$$\sigma_{CP}^2 = \sigma_x^2 \cdot \left(\frac{\partial v}{\partial x_S}\right)^2 + \sigma_y^2 \cdot \left(\frac{\partial v}{\partial y_S}\right)^2 + \sigma_z^2 \cdot \left(\frac{\partial v}{\partial z_S}\right)^2, \qquad (5)$$

$$\sigma_{CP}^2 = \sigma_{xy}^2 \cdot \left\{\left(\frac{\partial v}{\partial x_S}\right)^2 + \left(\frac{\partial v}{\partial y_S}\right)^2\right\} + \sigma_z^2 \cdot \left(\frac{\partial v}{\partial z_S}\right)^2. \qquad (6)$$

Při vyčíslení derivací a znalosti odhadu přesnosti centrace přístroje lze určit odhad vlivu centrace na měřenou veličinu.

Pro určení vlivu centrace cíle σ_{CC} se obdobně jako v předchozím případě ve vektoru $\boldsymbol{a}$ derivuje veličina v podle souřadnic cíle a kovarianční matice se použije $\boldsymbol{M}_{CC}$, popisující přesnost centrace a určení výšky cíle,

$$\sigma_{CC}^2 = \boldsymbol{a}_C \cdot \boldsymbol{M}_{CC} \cdot \boldsymbol{a}_C^T,\ \boldsymbol{a}_C = \begin{pmatrix} \frac{\partial v}{\partial x_C} & \frac{\partial v}{\partial y_C} & \frac{\partial v}{\partial z_C} \end{pmatrix}. \qquad (7)$$

3.3. Výpočet vzájemných závislostí mezi veličinami měřenými na stanovisku

Z daného stanoviska je z „jedné centrace“ obvykle měřeno více veličin, při určování vlivu centrace se postupuje stejně, pouze se výpočet pro n veličin provede dohromady

$$\sigma_{vCP}^2 = \boldsymbol{A}_S \cdot \boldsymbol{M}_{CP} \cdot \boldsymbol{A}_S^T, \qquad (8)$$

$$\boldsymbol{A}_S = \begin{pmatrix} \frac{\partial v_1}{\partial x_S} & \frac{\partial v_1}{\partial y_S} & \frac{\partial v_1}{\partial z_S} \\ \frac{\partial v_2}{\partial x_S} & \frac{\partial v_2}{\partial y_S} & \frac{\partial v_2}{\partial z_S} \\ \vdots & \vdots & \vdots \\ \frac{\partial v_n}{\partial x_S} & \frac{\partial v_n}{\partial y_S} & \frac{\partial v_n}{\partial z_S} \end{pmatrix}. \qquad (9)$$

Obecně žádná derivace není nutně nulová, a tedy vznikají ve výsledné kovarianční matici popisující vliv centrace přístroje na měřenou veličinu nenulové kovariance. Pokud jsou kovariance nenulové, příslušné měřené veličiny jsou vzájemně závislé.

Při určení vlivu centrace a určení výšky přístroje lze postupovat stejně, pouze k závislosti na stanovisku mezi veličinami měřenými na různé body nemůže dojít, neboť skutečné chyby centrace jsou pro cílové body vzájemně nezávislé. Mohou být ovšem závislé různé veličiny měřené na stejný cíl.

4. Vliv na přesnost měření vodorovných směrů

Rovnice vyjadřující vztah směru φ a souřadnic je totožná se vztahem pro výpočet směru z bodu 1 na bod 2 ze souřadnic

$$\varphi = \arctan\left(\frac{y_2 - y_1}{x_2 - x_1}\right) + o + o_K\,, \qquad (10)$$

kde o je orientační posun a o_K je zařazení do kvadrantu (oprava z kvadrantu), x_1, x_2; y_1, y_2 jsou souřadnice bodů 1 a 2.

Derivace podle jednotlivých souřadnic (d je vodorovná vzdálenost)

$$\frac{\partial \varphi}{\partial x_1} = \frac{\Delta y_{1,2}}{d^2}, \qquad \frac{\partial \varphi}{\partial x_2} = -\frac{\Delta y_{1,2}}{d^2}, \qquad (11)$$

$$\frac{\partial \varphi}{\partial y_1} = -\frac{\Delta x_{1,2}}{d^2}, \qquad \frac{\partial \varphi}{\partial y_2} = \frac{\Delta x_{1,2}}{d^2}, \qquad (12)$$

$$\frac{\partial \varphi}{\partial z_1} = \frac{\partial \varphi}{\partial z_2} = 0\,. \qquad (13)$$

Z toho, že derivace podle souřadnic z je rovna nule, vyplývá, že přesnost vodorovného směru není ovlivněna určením výšky cíle nebo přístroje, což je více než zřejmé. Celkové otočení osnovy směrů dané orientačním posunem také nemá vliv.

4.1. Vliv centrace přístroje

Pro jeden měřený směr za předpokladu kružnice chyb popisující přesnost centrace přístroje ve všech směrech směrodatnou odchylkou o velikosti σ_{xy} lze vliv centrace přístroje na měřený směr vyjádřit následovně.

$$\sigma^2_{\varphi CP} = \boldsymbol{a}_{CP} \cdot \boldsymbol{M}_{CP} \cdot \boldsymbol{a}^T_{CP}\,, \tag{14}$$

$$\boldsymbol{a}_{CP} = \begin{pmatrix} \dfrac{\partial\varphi}{\partial x_1} & \dfrac{\partial\varphi}{\partial y_1} \end{pmatrix}, \tag{15}$$

$$\boldsymbol{M}_{CP} = \begin{pmatrix} \sigma^2_{xyCP} & 0 \\ 0 & \sigma^2_{xyCP} \end{pmatrix}. \tag{16}$$

Po dosazení a úpravě (v jednotkách radiánů)

$$\hat{\sigma}^2_{\varphi CP} = \left(\frac{\Delta y_{1,2}}{d^2}\right)^2 \cdot \sigma^2_{xyCP} + \left(\frac{\Delta x_{1,2}}{d^2}\right)^2 \cdot \sigma^2_{xyCP} = \frac{\sigma^2_{xyCP}}{d^2}\,. \tag{17}$$

$$\sigma_{\varphi CP} = \frac{\sigma_{xyCP}}{d} \cdot \rho\,, \tag{18}$$

kde $\rho = 200/\pi$ a $\sigma_{\varphi CP}$ je v jednotkách gon. Výsledek vyhovuje intuitivní představě, že na přesnost směru má vliv pouze složka přesnosti centrace kolmá na záměru. Velikost vlivu je závislá na vzdálenosti přístroje a cíle.

4.2. Vliv centrace cíle

Vliv centrace cíle se určí stejným způsobem,

$$\sigma^2_{\varphi CC} = \boldsymbol{a}_{CC} \cdot \boldsymbol{M}_{CC} \cdot \boldsymbol{a}^T_{CC}\,, \tag{19}$$

$$\boldsymbol{a}_{CC} = \begin{pmatrix} \dfrac{\partial\varphi}{\partial x_2} & \dfrac{\partial\varphi}{\partial y_2} \end{pmatrix}, \tag{20}$$

$$\boldsymbol{M}_{CC} = \begin{pmatrix} \sigma^2_{xyCC} & 0 \\ 0 & \sigma^2_{xyCC} \end{pmatrix}, \tag{21}$$

$$\hat{\sigma}^2_{\varphi CC} = \left(\frac{\Delta y_{1,2}}{d^2}\right)^2 \cdot \sigma^2_{xyCC} + \left(\frac{\Delta x_{1,2}}{d^2}\right)^2 \cdot \sigma^2_{xyCC} = \frac{\sigma^2_{xyCC}}{d^2}\,, \tag{22}$$

$$\sigma_{\varphi CC} = \frac{\sigma_{xyCC}}{d} \cdot \rho\,. \tag{23}$$

Vliv centrace cíle na přesnost směru se určí stejně jako u centrace přístroje.

4.3. Celkový vliv centrací na přesnost

Celkový vliv na přesnost měřeného vodorovného směru $\sigma_{\varphi C}$ se určí jako souhrnný vliv ze dvou předcházejících odstavců. Platí

$$\boldsymbol{M}_C = \begin{pmatrix} \boldsymbol{M}_{CP} & 0 \\ 0 & \boldsymbol{M}_{CC} \end{pmatrix}, \tag{24}$$

$$\boldsymbol{a}_C = (\boldsymbol{a}_{CP} \quad \boldsymbol{a}_{CC})\,, \tag{25}$$

$$\sigma^2_{\varphi C} = \boldsymbol{a}_C \cdot \boldsymbol{M}_C \cdot \boldsymbol{a}^T_C\,. \tag{26}$$

Lze jednoduše odvodit, že vzhledem k nezávislosti jednotlivých veličin (kovarianční matice je diagonální) platí pro celkový vliv

$$\sigma^2_{\varphi C} = \sigma^2_{\varphi CP} + \sigma^2_{\varphi CC}\,. \tag{27}$$

Velikost této směrodatné odchylky lze ilustrovat na příkladu měřeného směru na vzdálenost d = 50 m se směrodatnou odchylkou centrace přístroje i cíle $\sigma_{xyCP} = \sigma_{xyCC}$ = 1 mm. Pak vliv centrace cíle i centrace přístroje je 1,2 mgon, celkový vliv pak činí 1,8 mgon. Jde o hodnotu téměř rovnou přesnosti měření směru v jedné skupině pro „stavební“ totální stanici (běžně 2,0 mgon nebo lepší), v případě přístrojů s vyšší přesností pak tato hodnota z hlediska vlivu převládne.

4.4. Závislost měřených vodorovných směrů na stanovisku

Jednotlivé měřené směry na stanovisku jsou měřeny na různé cíle, které mají různou skutečnou chybu centrace a takto jsou nezávislé. Skutečná chyba centrace přístroje je však pro všechny společná a jednotlivé směry jsou tedy závislé. Míru závislosti lze určit tak, jak bylo popsáno v odst. 3.3, pro ilustraci vlivu byla kovarianční matice vyčíslena pro osnovu směrů φ = [0; 12,5; 25,0; 50,0; 100,0; 200,0] gon měřenou na cíle vzdálené 50 m, směrodatná odchylka centrace cílů i přístroje 0,001 m, přesnost měření směru 0,3 mgon. Kovarianční matice $\boldsymbol{M}_{CP}$ popisující vliv centrace přístroje [mgon]

$$\boldsymbol{M}_{CP} = \begin{pmatrix} 1{,}62 & 1{,}59 & 1{,}50 & 1{,}15 & 0{,}00 & -1{,}62 \\ 1{,}59 & 1{,}62 & 1{,}59 & 1{,}35 & 0{,}32 & -1{,}59 \\ 1{,}50 & 1{,}59 & 1{,}62 & 1{,}50 & 0{,}62 & -1{,}50 \\ 1{,}15 & 1{,}35 & 1{,}50 & 1{,}62 & 1{,}15 & -1{,}15 \\ 0{,}00 & 0{,}32 & 0{,}62 & 1{,}15 & 1{,}62 & 0{,}00 \\ -1{,}62 & -1{,}59 & -1{,}50 & -1{,}15 & 0{,}00 & 1{,}62 \end{pmatrix}. \tag{28}$$

Matice korelačních koeficientů, koeficienty korelace mezi jednotlivými směry

$$\boldsymbol{r}_{CP} = \begin{pmatrix} 1 & 0{,}98 & 0{,}92 & 0{,}71 & 0{,}00 & -1{,}00 \\ 0{,}98 & 1 & 0{,}98 & 0{,}83 & 0{,}20 & -0{,}98 \\ 0{,}92 & 0{,}98 & 1 & 0{,}92 & 0{,}38 & -0{,}92 \\ 0{,}71 & 0{,}83 & 0{,}92 & 1 & 0{,}71 & -0{,}71 \\ 0{,}00 & 0{,}20 & 0{,}38 & 0{,}71 & 1 & 0{,}00 \\ -1{,}00 & -0{,}98 & -0{,}92 & -0{,}71 & 0{,}00 & 1 \end{pmatrix}. \tag{29}$$

Korelační koeficienty ukazují na značnou závislost ($r > 0{,}7$) ještě pro směry odlišné o 50 gon. Závislost je dána pouze velikostí rozdílu směrů.

Při výpočtech se však musí uvážit celková přesnost měřených směrů a jejich závislosti. Zbylé vlivy, vliv přesnosti měření a vliv centrace cílů jsou vzájemně nezávislé a jsou charakterizovány vždy diagonální kovarianční maticí. Pro vliv centrace cíle platí

$$\boldsymbol{M}_{CC} = diag\left(\sigma^2_{\varphi CC} = (1{,}27\,mgon)^2\right) = \begin{pmatrix} 1{,}62 & 0 & 0 \\ 0 & \ddots & 0 \\ 0 & 0 & 1{,}26 \end{pmatrix}. \tag{30}$$

Pro vliv měření charakterizovaný směrodatnou odchylkou měřeného směru 0,3 mgon platí

$$\boldsymbol{M}_m = diag\left(\sigma^2_{\varphi m} = (0{,}3\,mgon)^2\right) = \begin{pmatrix} 0{,}09 & 0 & 0 \\ 0 & \ddots & 0 \\ 0 & 0 & 0{,}09 \end{pmatrix}. \tag{31}$$

Výsledná kovarianční matice charakterizující celkovou přesnost

$$\boldsymbol{M}_{\varphi} = \begin{pmatrix} 3{,}33 & 1{,}59 & 1{,}50 & 1{,}15 & 0{,}00 & -1{,}62 \\ 1{,}59 & 3{,}33 & 1{,}59 & 1{,}35 & 0{,}32 & -1{,}59 \\ 1{,}50 & 1{,}59 & 3{,}33 & 1{,}50 & 0{,}62 & -1{,}50 \\ 1{,}15 & 1{,}35 & 1{,}50 & 3{,}33 & 1{,}15 & -1{,}15 \\ 0{,}00 & 0{,}32 & 0{,}62 & 1{,}15 & 3{,}33 & 0{,}00 \\ -1{,}62 & -1{,}59 & -1{,}50 & -1{,}15 & 0{,}00 & 3{,}33 \end{pmatrix} . \quad (32)$$

Matice korelačních koeficientů

$$\boldsymbol{r}_{\varphi} = \begin{pmatrix} 1 & 0{,}48 & 0{,}45 & 0{,}34 & 0{,}00 & -0{,}49 \\ 0{,}48 & 1 & 0{,}48 & 0{,}40 & 0{,}09 & -0{,}48 \\ 0{,}45 & 0{,}48 & 1 & 0{,}45 & 0{,}19 & -0{,}45 \\ 0{,}34 & 0{,}40 & 0{,}45 & 1 & 0{,}34 & -0{,}34 \\ 0{,}00 & 0{,}09 & 0{,}19 & 0{,}34 & 1 & 0{,}00 \\ -0{,}49 & -0{,}48 & -0{,}45 & -0{,}34 & 0{,}00 & 1 \end{pmatrix} . \quad (33)$$

Korelační koeficienty nabývají poměrně vysokých hodnot, maximum je pro totožný nebo opačný směr 0,49 (v absolutní hodnotě). Při skutečně exaktním vyrovnání mikrosítí by tato závislost neměla být zanedbávána.

V případě nižší přesnosti měření směrů nebo větší vzdálenosti mezi stanoviskem a cíli budou korelační koeficienty příslušně nižší, neboť se sníží vliv centrace přístroje na stanovisku.

5. Vliv na přesnost měření zenitových úhlů

Rovnice vyjadřující vztah zenitového úhlu ζ a souřadnic je totožná se vztahem pro výpočet zenitového úhlu z bodu 1 na bod 2 ze souřadnic

$$\zeta = \arccos\left(\frac{z_2 - z_1}{sd_{12}}\right), \quad (34)$$

kde z_1, z_2 jsou výškové souřadnice bodů 1 a 2, sd_{12} je šikmá vzdálenost. Derivace podle jednotlivých souřadnic (d je vodorovná vzdálenost)

$$\frac{\partial\zeta}{\partial x_1} = -\frac{\Delta x_{1,2}\cdot\Delta z_{1,2}}{d\cdot sd^2}, \qquad \frac{\partial\zeta}{\partial x_2} = \frac{\Delta x_{1,2}\cdot\Delta z_{1,2}}{d\cdot sd^2}, \quad (35)$$

$$\frac{\partial\zeta}{\partial y_1} = -\frac{\Delta y_{1,2}\cdot\Delta z_{1,2}}{d\cdot sd^2}, \qquad \frac{\partial\zeta}{\partial y_2} = \frac{\Delta y_{1,2}\cdot\Delta z_{1,2}}{d\cdot sd^2}, \quad (36)$$

$$\frac{\partial\zeta}{\partial z_1} = -\frac{d}{sd^2} = -\frac{\sin(\zeta)}{sd}, \qquad \frac{\partial\zeta}{\partial z_2} = \frac{d}{sd^2} = \frac{\sin(\zeta)}{sd}. \quad (37)$$

Žádná z derivací není obecně rovna nule, a tedy přesnost měřeného zenitového úhlu je závislá jak na přesnosti centrace přístroje a cíle, tak na přesnosti určení jejich výšky.

5.1. Vliv centrace a určení výšky přístroje

Pro jeden měřený zenitový úhel za předpokladu kružnice chyb popisující přesnost centrace přístroje ve všech směrech směrodatnou odchylkou o velikosti σ_{xy} a přesnost určení výšky přístroje směrodatnou odchylkou σ_z lze jejich vliv vyjádřit následovně

$$\sigma^2_{\zeta CP} = \boldsymbol{a}_{CP}\cdot\boldsymbol{M}_{CP}\cdot\boldsymbol{a}^T_{CP}, \quad (38)$$

$$\boldsymbol{a}_{CP} = \left(\frac{\partial\zeta}{\partial x_1} \quad \frac{\partial\zeta}{\partial y_1} \quad \frac{\partial\zeta}{\partial z_1}\right), \quad (39)$$

$$\boldsymbol{M}_{CP} = \begin{pmatrix} \sigma^2_{xyCP} & 0 & 0 \\ 0 & \sigma^2_{xyCP} & 0 \\ 0 & 0 & \sigma^2_{zCP} \end{pmatrix}. \quad (40)$$

Po dosazení a úpravě

$$\hat{\sigma}^2_{\zeta CP} = \left(\frac{\Delta z_{1,2}}{sd^2}\right)^2\cdot\sigma^2_{xyCP} + \left(\frac{d}{sd^2}\right)^2\cdot\sigma^2_{zCP}. \quad (41)$$

Velikost vlivu je závislá na vzdálenosti přístroje a cíle, za běžných situací, kdy platí $d >> \Delta z_{1,2}$, má první člen významně nižší (prakticky zanedbatelný) vliv.

5.2. Vliv centrace a určení výšky cíle

Vliv cíle se určí stejným způsobem, pouze derivace mají opačná znaménka, což v kvadrátech není důležité.

$$\sigma^2_{\zeta CC} = \boldsymbol{a}_{CC}\cdot\boldsymbol{M}_{CC}\cdot\boldsymbol{a}^T_{CC}, \quad (42)$$

$$\boldsymbol{a}_{CC} = \left(\frac{\partial\zeta}{\partial x_2} \quad \frac{\partial\zeta}{\partial y_2} \quad \frac{\partial\zeta}{\partial z_2}\right), \quad (43)$$

$$\boldsymbol{M}_{CC} = \begin{pmatrix} \sigma^2_{xyCC} & 0 & 0 \\ 0 & \sigma^2_{xyCC} & 0 \\ 0 & 0 & \sigma^2_{zCC} \end{pmatrix}. \quad (44)$$

Po dosazení a úpravě

$$\hat{\sigma}^2_{\zeta CC} = \left(\frac{\Delta z_{1,2}}{sd^2}\right)^2\cdot\sigma^2_{xyCC} + \left(\frac{d}{sd^2}\right)^2\cdot\sigma^2_{zCC}. \quad (45)$$

5.3. Celková přesnost

Celkový vliv na přesnost měřeného zenitového úhlu $\sigma_{\zeta C}$ se určí jako souhrnný vliv ze dvou předcházejících odstavců. Platí

$$\boldsymbol{M}_C = \begin{pmatrix} \boldsymbol{M}_{CP} & 0 \\ 0 & \boldsymbol{M}_{CC} \end{pmatrix}, \quad (46)$$

$$\boldsymbol{a}_C = (\boldsymbol{a}_{CP} \quad \boldsymbol{a}_{CC}), \quad (47)$$

$$\sigma^2_{\zeta CP} = \boldsymbol{a}_C\cdot\boldsymbol{M}_C\cdot\boldsymbol{a}^T_C. \quad (48)$$

Lze jednoduše odvodit, že vzhledem k nezávislosti jednotlivých veličin (kovarianční matice je diagonální) platí pro celkový vliv

$$\sigma^2_{\zeta C} = \sigma^2_{\zeta CP} + \sigma^2_{\zeta CC}. \quad (49)$$

Velikost této směrodatné odchylky lze ilustrovat na příkladu měřeného zenitového úhlu ζ = 80 gon na vzdálenost d = 50 m, se směrodatnou odchylkou centrace přístroje i cíle $\sigma_{xyCP} = \sigma_{xyCC}$ = 1 mm a směrodatnou odchylkou určení výšky přístroje i cíle $\sigma_{\zeta CP} = \sigma_{\zeta CC}$ = 1 mm. Pak vliv cíle i přístroje je 1,2 mgon, celkový vliv pak činí 1,7 mgon. Závěr je stejný jako v předchozím případě, jde o hodnotu téměř rovnou

přesnosti měření zenitového úhlu v jedné skupině pro „stavební“ totální stanici (běžně 2,0 mgon nebo lepší), v případě přístrojů s vyšší přesností pak tato hodnota z hlediska vlivu převládne.

5.4. Závislost měřených zenitových úhlů na stanovisku

Jednotlivé měřené zenitové úhly na stanovisku jsou měřeny na různé cíle, které mají různou skutečnou chybu centrace a určení výšky přístroje, a takto jsou tedy nezávislé. Skutečná chyba centrace a určení výšky přístroje je však pro všechny společná, a tedy jsou jednotlivé zenitové úhly závislé. Míru závislosti lze určit tak, jak bylo popsáno v odst. 3.33.3, pro ilustraci vlivu byla kovarianční matice vyčíslena pro osnovu měřených zenitových úhlů ζ = [80; 85; 90; 100; 110; 120] gon měřenou na cíle vzdálené 50 m, směrodatná odchylka centrace i určení výšky cílů i přístroje 0,001 m, přesnost měření směru 0,3 mgon.

Kovarianční matice $\boldsymbol{M}_{CP}$ popisující vliv centrace přístroje [mgon]

$$\boldsymbol{M}_{CP} = \begin{pmatrix} 1{,}47 & 1{,}49 & 1{,}50 & 1{,}47 & 1{,}43 & 1{,}47 \\ 1{,}49 & 1{,}53 & 1{,}55 & 1{,}53 & 1{,}48 & 1{,}49 \\ 1{,}50 & 1{,}55 & 1{,}58 & 1{,}58 & 1{,}53 & 1{,}50 \\ 1{,}47 & 1{,}53 & 1{,}58 & 1{,}62 & 1{,}58 & 1{,}47 \\ 1{,}43 & 1{,}48 & 1{,}53 & 1{,}58 & 1{,}58 & 1{,}43 \\ 1{,}47 & 1{,}49 & 1{,}50 & 1{,}47 & 1{,}43 & 1{,}47 \end{pmatrix} . \quad (50)$$

Matice korelačních koeficientů, koeficienty korelace mezi jednotlivými směry

$$\boldsymbol{r}_{CP} = \begin{pmatrix} 1 & 0{,}99 & 0{,}98 & 0{,}95 & 0{,}94 & 1{,}00 \\ 0{,}99 & 1 & 1{,}00 & 0{,}97 & 0{,}95 & 0{,}99 \\ 0{,}98 & 1{,}00 & 1 & 0{,}99 & 0{,}97 & 0{,}98 \\ 0{,}95 & 0{,}97 & 0{,}99 & 1 & 0{,}99 & 0{,}95 \\ 0{,}94 & 0{,}95 & 0{,}97 & 0{,}99 & 1 & 0{,}94 \\ 1{,}00 & 0{,}99 & 0{,}98 & 0{,}95 & 0{,}94 & 1 \end{pmatrix} . \quad (51)$$

Korelační koeficienty ukazují na prakticky funkční vztah (r > 0,94) pro běžně měřené zenitové úhly (v intervalu 80–120 gon).

Při výpočtech se však musí uvážit celková přesnost měřených směrů a jejich závislosti. Zbylé vlivy, vliv přesnosti měření a vliv centrace cílů jsou vzájemně nezávislé a jsou charakterizovány vždy diagonální kovarianční maticí. Pro vliv centrace a určení výšky cíle platí

$$\boldsymbol{M}_{CC} = diag\left(\boldsymbol{M}_{CP}\right) = \begin{pmatrix} 1{,}47 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1{,}53 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1{,}58 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1{,}62 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1{,}58 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1{,}47 \end{pmatrix} . \quad (52)$$

Pro vliv měření charakterizovaný směrodatnou odchylkou měřeného směru 0,3 mgon platí

$$\boldsymbol{M}_{m} = diag\left(\sigma_{\zeta m}^2 = \left(0{,}3\,mgon\right)^2\right) = \begin{pmatrix} 0{,}09 & 0 & 0 \\ 0 & \ddots & 0 \\ 0 & 0 & 0{,}09 \end{pmatrix} . \quad (53)$$

Výsledná kovarianční matice charakterizující celkovou přesnost

$$\boldsymbol{M}_{CP} = \begin{pmatrix} 3{,}03 & 1{,}49 & 1{,}50 & 1{,}47 & 1{,}43 & 1{,}47 \\ 1{,}49 & 3{,}15 & 1{,}55 & 1{,}53 & 1{,}48 & 1{,}49 \\ 1{,}50 & 1{,}55 & 3{,}25 & 1{,}58 & 1{,}53 & 1{,}50 \\ 1{,}47 & 1{,}53 & 1{,}58 & 3{,}33 & 1{,}58 & 1{,}47 \\ 1{,}43 & 1{,}48 & 1{,}53 & 1{,}58 & 3{,}25 & 1{,}43 \\ 1{,}47 & 1{,}49 & 1{,}50 & 1{,}47 & 1{,}43 & 3{,}03 \end{pmatrix} . \quad (54)$$

Matice korelačních koeficientů

$$\boldsymbol{r}_{\varphi} = \begin{pmatrix} 1 & 0{,}48 & 0{,}48 & 0{,}46 & 0{,}46 & 0{,}49 \\ 0{,}48 & 1 & 0{,}48 & 0{,}47 & 0{,}46 & 0{,}48 \\ 0{,}48 & 0{,}48 & 1 & 0{,}48 & 0{,}47 & 0{,}48 \\ 0{,}46 & 0{,}47 & 0{,}48 & 1 & 0{,}48 & 0{,}46 \\ 0{,}46 & 0{,}46 & 0{,}47 & 0{,}48 & 1 & 0{,}46 \\ 0{,}49 & 0{,}48 & 0{,}48 & 0{,}46 & 0{,}46 & 1 \end{pmatrix} . \quad (55)$$

Korelační koeficienty nabývají poměrně vysokých hodnot, minimum je 0,46. Při skutečně exaktním vyrovnání mikrosítí by tato závislost neměla být zanedbávána. Korelace není závislá na směru měření.

V případě nižší přesnosti měření směrů nebo větší vzdálenosti mezi stanoviskem a cíli budou korelační koeficienty příslušně nižší, neboť se sníží vliv centrace a určení výšky přístroje na stanovisku.

6. Vliv na přesnost měření šikmých délek

Rovnice vyjadřující vztah šikmé délky *sd* a souřadnic je totožná se vztahem pro výpočet šikmé délky z bodu 1 na bod 2 ze souřadnic

$$sd = \sqrt{\left(x_2 - x_1\right)^2 + \left(y_2 - y_1\right)^2 + \left(z_2 - z_1\right)^2} = \\ = \sqrt{\Delta x_{12}^2 + \Delta y_{12}^2 + \Delta z_{12}^2} . \quad (56)$$

Derivace podle jednotlivých souřadnic

$$\frac{\partial sd}{\partial x_1} = -\frac{\Delta x_{1,2}}{sd} , \qquad \frac{\partial sd}{\partial x_2} = \frac{\Delta x_{1,2}}{sd} , \quad (57)$$

$$\frac{\partial sd}{\partial y_1} = -\frac{\Delta y_{1,2}}{sd} , \qquad \frac{\partial sd}{\partial y_2} = \frac{\Delta y_{1,2}}{sd} , \quad (58)$$

$$\frac{\partial sd}{\partial z_1} = -\frac{\Delta z_{1,2}}{sd} , \qquad \frac{\partial sd}{\partial z_2} = \frac{\Delta z_{1,2}}{sd} . \quad (59)$$

Žádná z derivací není obecně rovna nule, a tedy přesnost měřené šikmé délky je závislá jak na přesnosti centrace přístroje a cíle, tak na přesnosti určení jejich výšky.

6.1. Vliv centrace a určení výšky přístroje

Pro jednu měřenou šikmou délku za předpokladu kružnice chyb popisující přesnost centrace ve všech směrech směrodatnou odchylkou o velikosti σ_{xy} a určení výšky přístroje se směrodatnou odchylkou $\sigma_{\zeta CP}$ lze vliv centrace přístroje vyjádřit

$$\sigma_{sdCP}^2 = \boldsymbol{a}_{CP} \cdot \boldsymbol{M}_{CP} \cdot \boldsymbol{a}_{CP}^T , \quad (60)$$

$$\boldsymbol{a}_{CP} = \left(\frac{\partial sd}{\partial x_1} \quad \frac{\partial sd}{\partial y_1} \quad \frac{\partial sd}{\partial z_1} \right), \tag{61}$$

$$\boldsymbol{M}_{CP} = \begin{pmatrix} \sigma^2_{xyCP} & 0 & 0 \\ 0 & \sigma^2_{xyCP} & 0 \\ 0 & 0 & \sigma^2_{zCP} \end{pmatrix}. \tag{62}$$

Po dosazení a úpravě

$$\sigma^2_{sdCP} = \left(\frac{\Delta x_{1,2}}{sd} \right)^2 \cdot \sigma^2_{xyCP} + \left(\frac{\Delta y_{1,2}}{sd} \right)^2 \cdot \sigma^2_{xyCP} + \left(\frac{\Delta z_{1,2}}{sd} \right)^2 \cdot \sigma^2_{zCP}, \tag{63}$$

$$\sigma_{sdCP} = \sqrt{\left(\frac{d}{sd} \right)^2 \cdot \sigma^2_{xyCP} + \left(\frac{\Delta z_{1,2}}{sd} \right)^2 \cdot \sigma^2_{zCP}}\ . \tag{64}$$

Výsledek vyhovuje intuitivní představě, že na přesnost šikmé délky má vliv pouze složka přesnosti centrace ve směru záměry. Velikost vlivu na rozdíl od směrů a zenitových úhlů není závislá na velikosti měřené délky.

6.2. Vliv centrace a určení výšky cíle

Vliv centrace cíle se určí stejným způsobem, výsledný vzorec má stejný tvar a je zde uváděn zejména kvůli označení

$$\sigma_{sdCC} = \sqrt{\left(\frac{d}{sd} \right)^2 \cdot \sigma^2_{xyCC} + \left(\frac{\Delta z_{1,2}}{sd} \right)^2 \cdot \sigma^2_{zCC}}\ . \tag{65}$$

6.3. Celkový vliv na přesnost

Celkový vliv na přesnost měřené šikmé délky σ_{sdC} se určí jako souhrnný vliv ze dvou předcházejících odstavců. Platí

$$\boldsymbol{M}_C = \begin{pmatrix} \boldsymbol{M}_{CP} & 0 \\ 0 & \boldsymbol{M}_{CC} \end{pmatrix}, \tag{66}$$

$$\boldsymbol{a}_C = (\boldsymbol{a}_{CP} \quad \boldsymbol{a}_{CC}), \tag{67}$$

$$\sigma^2_{sdCP} = \boldsymbol{a}_C \cdot \boldsymbol{M}_C \cdot \boldsymbol{a}_C^T. \tag{68}$$

Lze jednoduše odvodit, že vzhledem k nezávislosti jednotlivých veličin (kovarianční matice diagonální) platí pro celkový vliv

$$\sigma^2_{sdC} = \sigma^2_{sdCP} + \sigma^2_{sdCC}. \tag{69}$$

Velikost této směrodatné odchylky lze ilustrovat na příkladu měřené šikmé délky sd = 50 m (vodorovná složka hd = 49,75 m, svislá složka Δz = 5,0 m) se směrodatnou odchylkou centrace a určení výšky přístroje i cíle $\sigma_{xyCP} = \sigma_{xyCC} = \sigma_{zCC} = \sigma_{zCP}$ = 1 mm. Pak vliv centrace a výšky cíle i přístroje je 0,001 m, celkový vliv pak činí 0,0014. Jde o hodnotu blízkou přesnosti jednoho měření šikmé délky pro běžnou totální stanici (0,002 m), v případě přístrojů s vyšší přesností (přesnost jednoho měření délky 1 mm, nebo dokonce 0,6 mm), pak tato hodnota z hlediska vlivu má větší význam nežli samotné měření.

6.4. Závislost měřených šikmých délek na stanovisku

Jednotlivé měřené šikmé délky na stanovisku jsou měřeny na různé cíle, které mají různou skutečnou chybu centrace, a takto jsou nezávislé. Skutečná chyba centrace a určení výšky přístroje je však pro všechny společná, jednotlivé směry jsou tedy závislé. Míru závislosti lze určit tak, jak bylo popsáno v odst. 3.3, pro ilustraci vlivu byla kovarianční matice vyčíslena pro osnovu měřených šikmých délek ve směrech φ = [0; 12,5; 25,0; 50,0; 100,0; 200,0] gon měřenou na cíle vzdálené 50 m, zenitové úhly měření ζ = [80; 85; 90; 100; 110; 120] gon, směrodatná odchylka centrace cílů i přístroje 0,001 m, přesnost měření délky 1 mm.

Kovarianční matice $\boldsymbol{M}_{CP}$ popisující vliv centrace přístroje [mm]

$$\boldsymbol{M}_{CP} = \begin{pmatrix} 1{,}0 & 0{,}98 & 0{,}92 & 0{,}67 & -0{,}05 & -1{,}00 \\ 0{,}98 & 1{,}0 & 0{,}98 & 0{,}81 & 0{,}15 & -0{,}98 \\ 0{,}92 & 0{,}98 & 1{,}0 & 0{,}91 & 0{,}35 & -0{,}92 \\ 0{,}67 & 0{,}81 & 0{,}91 & 1{,}0 & 0{,}70 & -0{,}67 \\ -0{,}05 & 0{,}15 & 0{,}35 & 0{,}70 & 1{,}0 & 0{,}05 \\ -1{,}0 & -0{,}98 & -0{,}92 & -0{,}67 & 0{,}05 & 1{,}0 \end{pmatrix}. \tag{70}$$

Matice korelačních koeficientů je shodná s touto kovariační maticí.

Korelační koeficienty ukazují na značnou závislost (r > 0,65) ještě pro směry měření délek odlišné o 50 gon. Závislost je dána pouze velikostí rozdílu směrů a výšek.

Při výpočtech se však musí uvážit celková přesnost měřených směrů a jejich závislosti. Zbylé vlivy, vliv přesnosti měření a vliv centrace cílů jsou vzájemně nezávislé a jsou charakterizovány vždy diagonální kovarianční maticí. Pro vliv centrace cíle platí

$$\boldsymbol{M}_{CC} = diag\left(\sigma^2_{sdCC} = (1{,}0\,mm)^2 \right) = \begin{pmatrix} 1{,}0 & 0 & 0 \\ 0 & \ddots & 0 \\ 0 & 0 & 1{,}0 \end{pmatrix}. \tag{71}$$

Pro vliv měření charakterizovaný směrodatnou odchylkou měřené šikmé délky 1 mm platí

$$\boldsymbol{M}_m = diag\left(\sigma^2_{sdm} = (1{,}0\,mm)^2 \right) = \begin{pmatrix} 1{,}0 & 0 & 0 \\ 0 & \ddots & 0 \\ 0 & 0 & 1{,}0 \end{pmatrix}. \tag{72}$$

Výsledná kovarianční matice charakterizující celkovou přesnost

$$\boldsymbol{M}_{sd} = \begin{pmatrix} 3{,}0 & 0{,}98 & 0{,}92 & 0{,}67 & -0{,}05 & -1{,}00 \\ 0{,}98 & 3{,}0 & 0{,}98 & 0{,}81 & 0{,}15 & -0{,}98 \\ 0{,}92 & 0{,}98 & 3{,}0 & 0{,}91 & 0{,}35 & -0{,}92 \\ 0{,}67 & 0{,}81 & 0{,}91 & 3{,}0 & 0{,}70 & -0{,}67 \\ -0{,}05 & 0{,}15 & 0{,}35 & 0{,}70 & 3{,}0 & 0{,}05 \\ -1{,}0 & -0{,}98 & -0{,}92 & -0{,}67 & 0{,}05 & 3{,}0 \end{pmatrix}. \tag{73}$$

Matice korelačních koeficientů

$$\boldsymbol{r}_{sd} = \begin{pmatrix} 1 & 0{,}33 & 0{,}31 & 0{,}22 & -0{,}02 & -0{,}33 \\ 0{,}33 & 1 & 0{,}33 & 0{,}27 & 0{,}05 & -0{,}33 \\ 0{,}31 & 0{,}33 & 1 & 0{,}30 & 0{,}12 & -0{,}31 \\ 0{,}22 & 0{,}27 & 0{,}30 & 1 & 0{,}23 & -0{,}22 \\ -0{,}02 & 0{,}05 & 0{,}12 & 0{,}23 & 1 & 0{,}02 \\ -0{,}33 & -0{,}33 & -0{,}31 & -0{,}22 & 0{,}02 & 1 \end{pmatrix}. \tag{74}$$

Maximální korelační koeficient je pro totožný nebo opačný směr 0,33 (v absolutní hodnotě).

V případě menší přesnosti měření budou korelační koeficienty nižší, neboť se sníží vliv centrace přístroje na stanovisku, např. pro přesnost měření šikmé délky 2 mm je maximální korelační koeficient 0,16.

7. Vzájemná závislost různých typů měření na stanovisku

Jednotlivé typy určených hodnot na stanovisku jsou vzájemně závislé vlivem společné skutečné chyby centrace a určení výšky přístroje. Míra závislosti je dána zejména mírou ortogonality jednotlivých měření, resp. mírou ortogonality složek chyby centrace, která působí na jednotlivá měření. Stejným způsobem lze modelovat závislosti také pro různé typy měření na stanovisku, která jsou obecně také závislá, např. délka a směr apod. Kombinací je nepřeberné množství, zde bude ukázán jako ilustrativní případ měření vodorovného směru, šikmé délky a zenitového úhlu na dva cíle (φ_1 = 0 gon, ζ_1 = 80 gon, sd_1 = 52,6 m; φ_2 = 50 gon, ζ_2 = 100 gon, sd_2 = 50,0 m). Měření jsou do výpočtu zaváděna v uvedeném pořadí. Potom matice korelačních koeficientů vlivu centrace přístroje, odvozená podle odst. 3.3, má tvar

$$\boldsymbol{r}_{sd} = \begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 & 0{,}71 & 0{,}00 & 0{,}71 \\ 0 & 1 & 0 & -0{,}22 & 0{,}95 & 0{,}22 \\ 0 & 0 & 1 & -0{,}67 & -0{,}31 & 0{,}67 \\ 0{,}71 & -0{,}22 & -0{,}67 & 1 & 0 & 0 \\ 0{,}00 & 0{,}95 & -0{,}31 & 0 & 1 & 0 \\ 0{,}71 & 0{,}22 & 0{,}67 & 0 & 0 & 1 \end{pmatrix} \cdot \quad (75)$$

Korelační koeficienty mezi jednotlivými typy měření na stejný cíl jsou nulové, což odpovídá jejich praktické vzájemné ortogonalitě. Kovariance mezi měřeními na různé cíle již nulové nejsou. Další hodnocení odpovídá výše uvedeným případům.

Závěrem je vhodné poznamenat, že takto byla vyjádřena závislost určovaných veličin z jednoho stanoviska, avšak obdobným způsobem jsou závislé i veličiny určované např. na stejný cíl z různých stanovisek, pakliže je signalizace provedena jen jednou a pokud „měření“ nejsou vzájemně kolmá.

8. Závěr

Zahrnutí vlivu přesnosti centrace a určení výšky přístroje a realizace by mělo být nedílnou součástí rozborů přesnosti v inženýrsko-geodetických úlohách. Byl zde uveden exaktní postup popisu těchto vlivů včetně jimi vnesených závislostí, které by při zcela exaktním dalším zpracování (např. vyrovnání) neměly být zanedbány. Je vhodné tyto vlivy uvažovat alespoň při stanovování směrodatných odchylek pro potřeby hodnocení přesnosti nebo vyrovnání.

Článek vznikl v rámci projektu ČVUT SGS10/153/ /OHK1/2T/11 „Komplexní softwarové zpracování měření inženýrské geodézie“.

Literatura

[1] Vaněček, J. – Štroner, M.: Experimentální určení přesnosti optické centrace. Geodetický a kartografický obzor, **57**, 2011, č. 6, s. 125-133.

[2] Böhm, J. – Radouch, V. – Hampacher, M.: Teorie chyb a vyrovnávací počet, 2. vydání. Praha, Geodetický a kartografický podnik 1990.

STAVEBNÍ OBZOR

ROČNÍK 20 ČÍSLO 3/2012

Navigace v dokumentu

OBSAH

Makovička, D. – Makovička, D. ml.
Zjednodušená stanovení a posouzení účinků venkovního výbuchu na budovu **66**

Brzoň, R. – Ostrý, M. – Klubal, T.
Tepelně technické posouzení ISO-nosníků **72**

Beneš, M. – Štefan, R.
Povrchové odštěpování betonových konstrukcí vlivem teplotních napětí a pórových tlaků při požáru **78**

Volfová, P. – Benešová, H. – Pavlíková, M.
Sledování karbonatace vápenných omítek pomocí infračervené spektroskopie **86**

Brázdová, M. – Říha, J.
Faktory ovlivňující ztráty na životech lidí při povodni **90**

Králík, M.
Bezpečnostní přelivy zděných přehrad a extrémní povodně **97**

Zjednodušená stanovení a posouzení účinků venkovního výbuchu na budovu

doc. Ing. Daniel MAKOVIČKA, DrSc.
ČVUT v Praze – Kloknerův ústav
Ing. Daniel MAKOVIČKA
Statika a dynamika konstrukcí, Kutná Hora

Článek je věnován zjednodušenému posouzení účinků výbuchu na konstrukci budovy. Jsou uvedeny zásady pro stanovení dynamického zatížení a principy jeho zjednodušení, dále zásady pro stanovení dynamické odezvy budovy a posouzení dynamických účinků. Jsou stanovena kritéria pro odhad porušení konstrukce v porovnání s metodikou posuzování podle vnitřních sil a podle natočení střednice deformované konstrukce. Na příkladu konkrétní konstrukce jsou dokumentovány postupy výpočtu a posouzení účinků výbuchu.

Simplified Determination and Assessment of the Effects of External Explosions on Buildings

The paper deals with the assessment of explosion effects on the building structure using a simplified procedure. It presents the principles of the dynamic load determination and the principles of its simplification, as well as the principles for the determination of the dynamic response of buildings and the assessment of dynamic effects. The criteria for the estimation of structural failure are specified and compared to the assessment methodology based on internal forces and the rotation of the central line in the deformed structure. The calculation procedure and the explosion effects assessment are documented on an example of a real structure.

1. Úvod

Při posuzování odezvy stavební konstrukce na účinky výbuchu je nutné uvážit konkrétní místní podmínky podle lokality a charakteru stavební konstrukce:

a) typ a situování zdroje tlakové vlny v porovnání s posuzovanou konstrukcí;
b) charakteristiky tlakové vlny ve zdroji, zvláště časový průběh výbuchového tlaku, v závislosti na množství látky, intenzitě a rychlosti uvolněné výbuchové energie;
c) dráhu, po které se výbuchová vlna šíří ke konstrukci, případně u vnitřních výbuchů velikost prostor, ve kterých došlo k výbuchu, možnost otevření odlehčovacích otvorů (oken, dveří, lehkých příček apod.). Vliv překážek na cestě k zatížené konstrukci, vlivy zemního prostředí na modifikace seizmických vln;
d) vlastnosti konstrukce nebo částí konstrukce a jejich materiálu. Jde zejména o mechanické charakteristiky materiálu (především jeho pevnost, způsob porušování, diagram závislosti napětí na deformaci, přípustnost využití plastických rezerv při porušování, hmotnost apod.), rozložení hmot a tuhosti konstrukce a tomu odpovídající frekvenční naladění konstrukce, charakter povrchů, které rázová vlna zatěžuje, geometrii konstrukce v porovnání s charakteristikami výbuchové vlny, předchozí poruchy v konstrukci včetně změn vlastností materiálu konstrukce s časem u stávajících konstrukcí apod.

Na základě těchto charakteristik (vstupních informací) lze stanovit odezvu konstrukce, ať již přesněji výpočtem, nebo přibližně podle empirických kritérií. Vždy by však součástí odezvy mělo být stanovení nejistot v určení odezvy konstrukce a jejího porušení v návaznosti na provedených zjednodušeních a předpokladech o chování konstrukce a jejím zatížení a dalších nepřesnostech vstupních dat.

2. Zatížení od výbuchu venkovní pevné nálože

Velmi často bývá výbuchové zatížení zjednodušeně nahrazováno:

a) v čase trojúhelníkovým průběhem zatížení s maximální intenzitou, odpovídající součtu tlaku v dopadající a odražené vlně, a délkou působení, odpovídající obvykle pouze době působení přetlakové fáze tlakové vlny;
b) tlakovou vlnu lze uvažovat s rovinným čelem, to znamená, že je zanedbána doba náběhu do maximální intenzity, a dále, že zatížení na celou konstrukci začíná působit v jediný okamžik, je tedy zanedbán fázový posun v počátku působení zatížení v jednotlivých bodech konstrukce;
c) obvykle se předpokládá, že zatížení zatěžuje stavební konstrukci (zdi, strop, okna apod.) spojitě rovnoměrně (není uvažován lokální efekt soustředěného zatížení);
d) odezva konstrukce bývá uvažována na základě superpozice dvou trojúhelníkových zatížení, odpovídající nejprve přetlakové, a následně podtlakové fázi tlakové vlny.

Při výbuchu je konkrétní průběh působení zatížení na budovu závislý na vírovém obtékání povrchu konstrukce, atmosférickém tlaku, teplotních podmínkách a dalších faktorech, které jsou obvykle při zjednodušené analýze zanedbány. Parametry výbušiny jsou stanoveny z průměrných hodnot; použité vzorce jsou empirické se středními (pravděpodobnými) hodnotami součinitelů. Takže i výpočty konstrukcí na účinky rázové vlny jsou těmito nepřesnostmi vstupních veličin celého jevu významně zatíženy [2], [8].

Pro výpočet dynamického zatížení byly použity empirické vzorce pro nálož v otevřeném prostoru [3], [4], [10], pak přetlak p_+ na čele vzdušné rázové vlny a doba jeho trvání τ_+ je

$$p_+ = \frac{1{,}07}{\bar{R}^3} - 0{,}1 \text{ [MPa]} \qquad \text{pro } \bar{R} \le 1 \text{ m/kg}^{1/3}, \tag{1}$$

$$p_+ = \frac{0{,}0932}{\bar{R}} + \frac{0{,}383}{\bar{R}^2} + \frac{1{,}275}{\bar{R}^3} - 0{,}1 \text{ [MPa]} \quad \text{pro } 1 < \bar{R} \le 15 \text{ m/kg}^{1/3}, \tag{2}$$

$$\tau_+ = 1{,}6 \cdot 10^{-3} \cdot \sqrt[6]{C_w} \cdot \sqrt{R} \text{ [s]}; \tag{3}$$

pro redukovanou vzdálenost

$$\bar{R} = \frac{R}{\sqrt[3]{C_w}} \quad [\mathrm{m/kg^{1/3}}], \tag{4}$$

kde $\bar{R}$ je redukovaná odstupová vzdálenost od epicentra výbuchu,
R – vzdálenost od epicentra výbuchu [m],
C_w – ekvivalentní hmotnost nálože [kg TNT].

Vlnění od ohniska výbuchu se šíří v kulových vlnoplochách. Při pozemním výbuchu (na kontaktu s terénem) je energie výbuchu přibližně dvojnásobná, protože při úplném odrazu od povrchu terénu se tlaková vlna šíří v polokulových vlnoplochách. Tento vliv lze respektovat tak, že pro pozemní výbuch se dosazuje do vzorce (4) za ekvivalentní hmotnost nálože C_w zpravidla dvojnásobná velikost skutečně použité hmotnosti nálože C [2], [10]. Při nadzemním výbuchu ve výšce větší než 20 m nad terénem se za ekvivalentní hmotnost nálože dosazuje přímo hmotnost nálože C (bez jejího navýšení). Pro výšku nálože v rozmezí na terénu (nulová výška) a ve 20 m nad terénem lze při stanovení ekvivalentní hmotnosti nálože lineárně interpolovat; pak ekvivalentní hmotnost nálože, dosazovaná do výše uvedených vzorců je v rozmezí $C_w = (1 \text{ až } 2)\ C$.

Při normálovém (kolmém) dopadu výbuchové vlny na pevnou překážku vzniká odražená vlna s přetlakem odrazu p_{ref}, která zatěžuje stavební konstrukci z čelní strany. Přetlak v odražené vlně odpovídá přibližně dvojnásobku přetlaku pro nízké přetlaky p_+ přibližně do 5 MPa (až osminásobku [2], [3], [9], [10] pro vysoké přetlaky v řádu několika desítek megapascalů) v dopadající vlně pro danou vzdálenost R. Doba působení přetlaku t_D je přibližně stejná jako doba trvání rázové vlny τ_+ ,

$$p_{\mathrm{ref+}} \approx 2\ \mathrm{p_+}\ , \tag{5}$$

$$t_D \approx \tau\ . \tag{6}$$

3. Odezva konstrukce

3.1. Požadavky na výpočet odezvy

Při navrhování nových nebo posuzování stávajících staveb lze odolnost konstrukce na účinky výbuchu uvažovat:

a) konstrukce by měla přenést účinky výbuchu:
   – bez poškození nosné způsobilosti a bez ztráty funkčnosti, tak aby tato konstrukce při opakovaném výbuchu byla dostatečně odolná,
   – s přípustným poškozením nosných a nenosných prvků konstrukce, které ovšem nezpůsobí její celkovou havárii, ale pouze ztrátu funkčnosti. Takováto konstrukce splní při výbuchu svůj účel, ochrání chráněnou oblast, ale po výbuchu je potřeba ji odstranit nebo opravit (podle požadavků – velkou nebo generální opravu nebo zajistit výstavbu konstrukce nové);
b) konstrukce by měla při havárii být destruována a umožnit tak výfuk do vnějšího prostoru.

V souladu s celosvětovou praxí se tedy rozlišují při navrhování nebo posuzování konstrukcí dvě návrhové úrovně pro výpočet zatížení příslušné konstrukce:

– MVZ, tj. maximální výpočtové zatížení,
– PZ, tj. projektové zatížení.

V soustavě eurokódů je zatížení výbuchem považováno za mimořádné a uvažuje se v mimořádných návrhových situacích [11]. Pro mimořádné situace se dílčí součinitele γ_f uvažují zpravidla rovné jedné.

Pro posouzení na mezní stav únosnosti se v mimořádné návrhové situaci uvažují kombinace zatížení podle vztahu

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j}\ "+"\ P\ "+"\ A_d\ "+"\ (\psi_{1,1}\ nebo\ \psi_{2,1})\ Q_{k,1}\ "+"\ \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{ki}\ , \tag{7}$$

kde $G_{k,j}$ je charakteristická hodnota j-tého stálého zatížení,
P – příslušnou reprezentativní hodnotu předpětí,
A_d – návrhovou hodnotu mimořádného zatížení,
$\psi_{1,1}$ – součinitele pro častou hodnotu proměnného zatížení,
$\psi_{2,1}$, $\psi_{2,i}$ – součinitele pro kvazistálou hodnotu proměnného zatížení,
$Q_{k,1}$ – charakteristickou hodnotu hlavního proměnného zatížení,
$Q_{k,i}$ – charakteristickou hodnotu vedlejšího i-tého proměnného zatížení,
$"+"$ – „kombinovaný s dalšími zatíženími",
Σ – kombinovaný účinek.

V příslušném vztahu je hlavní proměnné to zatížení, které dává největší účinek. Pokud není zřejmé, které z proměnných zatížení to je, musí se do vztahu jako hlavní dosadit postupně každé proměnné zatížení. Ve čtvrtém členu kombinačního vztahu se uvažuje kombinační součinitel ψ pro častou nebo kvazistálou hodnotu zatížení podle typu mimořádného zatížení.

Při posuzování mezních stavů únosnosti se stanoví podle ČSN EN 1991-1-7 [11] zatížení od vnitřních výbuchů v budovách. Tato norma se nezabývá mimořádnými zatíženími vyvolanými vnějšími výbuchy, válečnými událostmi ani teroristickými činy. Posuzování nebezpečnosti mimořádné návrhové situace (výbuchu) může podle této normy vycházet ze tří tříd následků výbuchu podle kategorizace pozemních staveb podle typů a charakteru užívání. Tato kategorizace se vztahuje k malé, střední a velké třídě následků (CC1 až CC3) a v návaznosti na ně je předepsán ekvivalentní statický nebo dynamický výpočet. U staveb třídy CC1 se nemusí účinky výbuchu uvažovat. Pouze je nutné prověřit spoje a spolupůsobení prvků, aby se při výbuchu konstrukce „nerozpadla". Pro stavby třídy CC2 až CC3 se doporučuje navrhnout klíčové prvky na příslušná zatížení. Je možné použít analýzu založenou na ekvivalentních statických modelech zatížení nebo aplikovat normativní návrhová/konstrukční pravidla. U konstrukcí třídy CC3 se má kromě toho použít dynamická analýza.

Vzhledem k rázovému, krátkodobému charakteru vlastního výbuchu lze navýšit pevnostní charakteristiky, převzaté z návrhových norem, součinitelem zpevnění k_1, odpovídajícím rychlosti deformace. Tento součinitel může nabývat velikost i v řádu jednotek (2,0 a více) pro velmi krátké výbuchové jevy. Jeho konzervativní hodnoty jsou uvedeny v *tab. 1*.

Konstrukce lze při sestavování výpočetního modelu zjednodušit tak, že je lze zpravidla rozdělit na samostatné prvky vystavené bezprostředně výbuchu [5], [9], [10], [14], ovšem s uvážením jejich podepření, odpovídající uložení této části konstrukce v celé budově; lze takto samostatně analyzovat stropní desky, obvodové a vnitřní stěny, trámy apod. Případně lze redukovat konstrukci na soustavu s konečným počtem stupňů volnosti, obvykle jen jedním, a pak dynamický charakter celého jevu a dynamické zvětšení namáhání a přetvoření konstrukce vyjádřit dynamickým součinitelem. To znamená, že problematika odezvy je zjednodušeně vyjádřena časovou funkcí $\delta(t)$, která je funkcí poměru frekvenčních

Tab. 1. Odhad součinitele zpevnění k_1 v závislosti na době působení zatížení t_D

t_D [s]	≥1	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}
k_1	1	1,05	1,1	1,2

charakteristik budicího impulsu (zpravidla doby jeho trvání t_D) a té vlastní frekvence, zpravidla nejnižší, při níž kmitání konstrukce z energetického hlediska přenese největší podíl buzení. Za tohoto předpokladu pak např. dynamický průhyb konstrukce $x(t)$ lze zapsat ve tvaru

$$x(t) = x_0\, \delta(t), \tag{8}$$

kde x_0 je statický průhyb od staticky působícího zatížení rázovou vlnou.

Funkci $\delta(t)$, resp. její maximální velikost, většinou i v absolutní hodnotě, nazýváme dynamickým součinitelem. Jeho hodnoty pro soustavy s jedním stupněm volnosti lze nalézt např. v publikacích [2], [3], [4]. Posuzování konstrukce se obecně provádí podle návrhových norem, eurokódů, pro příslušný typ materiálu konstrukce, v našem případě železobetonu. Posuzuje se velikost vnitřních sil a jim odpovídající napjatost a deformace konstrukce.

Dynamickou odezvu na účinky zatížení od výbuchu je nutné superponovat na účinky od statických zatížení i zde podle zásad eurokódu. Tyto postupy jsou obvyklé, nicméně je třeba upozornit, že v případě namáhání konstrukce od výbuchu dojde v řadě průřezů k nepružným deformacím a konstrukce se poškodí trhlinami. V tomto případě je zapotřebí posoudit stabilitu konstrukce s trhlinami, aby nedošlo v důsledku vytvoření plastických kloubů a trhlin k jejímu kolapsu.

V případě zatížení konstrukce výbuchem se zpravidla připouští vznik trhlin, které nevedou k jejímu kolapsu. Takže je přípustné použití součinitelů duktility q pro redukci velikosti výbuchového zatížení. Jde o velmi efektivní postup, jak respektovat nepružné projevy dynamického zatížení.

$$q = x_m / x_{el}, \tag{9}$$

kde x_m je celkový pružný + plastický průhyb (posunutí) konstrukce, x_{el} je pružná část průhybu (posunutí).

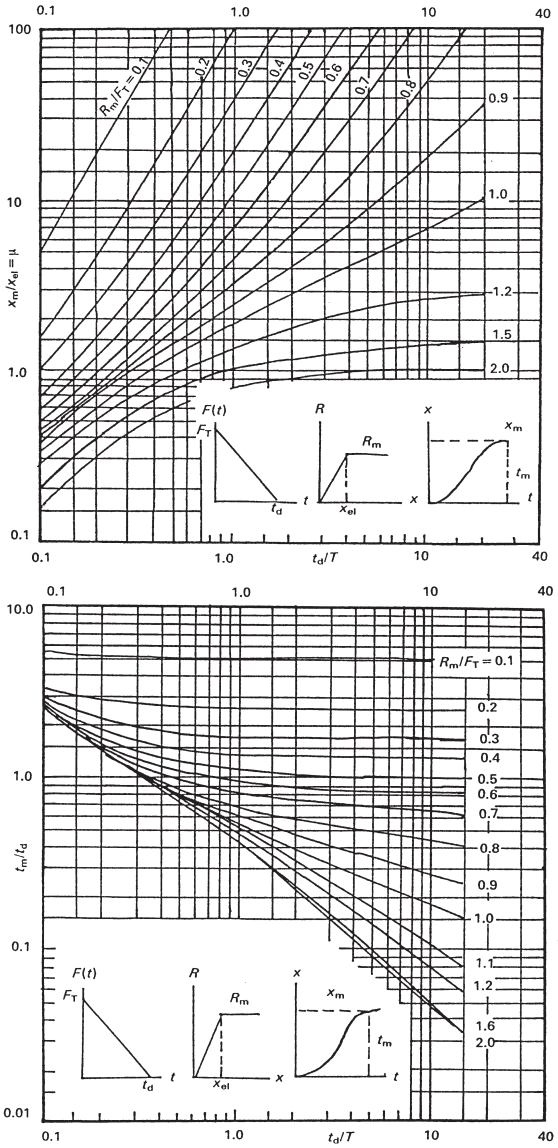
Použitelná velikost součinitele duktility je pro železobetonové konstrukce zpravidla $q < 3$. Při podrobnější analýze konstrukce lze použít vyšší součinitele duktility, např. podle seizmické normy ČSN EN 1998-1 [12].

Pro soustavu s jedním stupněm volnosti a trojúhelníkovým průběhem rázového zatížení od výbuchu lze odhadnout okamžik dosažení maximální výchylky (průhybu) x_m v čase t_m podle *obr. 1* [8], [14] v závislosti na hodnotě maximálního dynamického zatížení F_T, meze kluzu R_m materiálu konstrukce a vlastní periody kmitání T (zpravidla dominantní ohybové vlastní frekvence zjednodušené soustavy s jedním stupněm volnosti), jestliže t je čas a t_D doba působení dynamického zatížení. Na *obrázku 1* jsou závislosti uvedeny jako bezrozměrné, takže zatížení F_T i mez kluzu R_m musí být dosazeny ve stejných jednotkách, např. kilopascalech; obdobně veličiny t_m, t_D a T se dosazují ve stejných jednotkách, v našem případě v sekundách.

4. Posuzování odezvy konstrukce

4.1. Posuzování podle úrovně vnitřních sil

Při posuzování mezních stavů únosnosti se uvažují velikosti vnitřních sil v konstrukci na základě kombinací zatížení (7) po jejich redukci součinitelem duktility q a s uvážením součinitele zpevnění materiálu k_1. Výsledné vnitřní síly se



Obr. 1. Závislost dosažení okamžiku maximální deformace x_m v čase t_m pro trojúhelníkové rázové zatížení s maximální hodnotou zatížení F_T, mez kluzu R_m materiálu konstrukce, vlastní periodu kmitání T zjednodušené soustavy a dobu působení dynamického zatížení t_D

pak posuzují podle návrhových norem (eurokódů) pro příslušný typ materiálu konstrukce.

Tento postup u ohýbaných konstrukcí však skrývá dvě významné nejistoty, spočívající ve vhodné volbě jak součinitele duktility, tak součinitele zpevnění materiálu. Oba součinitele při velmi rychlém přetváření konstrukce, které je typické pro výbuchové zatížení, mohou dosahovat číselných hodnot i v řádu desítek, a nikoli jen jednotek, jak je uvedeno výše. Tím ovšem mohou způsobit značné předimenzování konstrukce. Proto v poslední době při posuzování účinků výbuchu na konstrukce je aktuální posuzování konstrukce zatížené výbuchem podle dynamických výchylek a natočení střednice deskových, stěnových nebo nosníkových systémů při tomto dynamickém zatížení.

4.2. Posuzování podle natočení střednice

Autoři ve svých dřívějších publikacích již použili tento postup pro různé typy materiálu a konstrukční systémy [5], [7] a na základě porovnání s experimentem stanovili úhel

lomu ψ_{max}, tedy úhel, při kterém dojde k porušení konstrukce lomem. Kritériem pro posouzení odezvy, je tedy dynamické natočení střednice příslušného prvku konstrukce, kterému odpovídá úhel

$$\psi = \text{arctg}\ (x_m / (0.5\ h_{rozpětí})), \qquad (10)$$

kde x_m je maximální dosažená dynamická výchylka od výbuchového zatížení, $h_{rozpětí}$ je rozpětí deskové stropní konstrukce nebo výška stěnové konstrukce v rámci jednoho podlaží, nebo rozpětí trámu, výška sloupu apod.

Hodnota úhlu lomu na mezi porušení je přibližně v rozmezí 2,3° až 5,7° pro zdivo [7], minimálně 6,5° pro železobeton a minimálně 10,5° pro ocel [3]. Podle [1], [5] byly odvozeny konzervativnější limitní hodnoty úhlu ψ, které odpovídají zvolenému riziku porušení konstrukce. Tyto hodnoty jsou převzaty do *tab. 3* a *tab. 4*. Podmínkou středního výskytu je

Tab. 2. Mezní úhel lomu ψ_{max} [°] při porušení materiálu [6], [7], [8]

Typ	Materiál konstrukce	ψ_{max} [°]
1	ocel S235	10,5
2	beton C16/20 až C40/50	6,5
3	zdivo, cihly plné 10, malta 4 nebo malta 10	5
4	zdivo, betonové tvárnice, malta 4	4,5
5	zdivo, pórobetonové tvárnice, malta 4	4
6	zdivo, přesné děrované tvárnice, malta 4	4
7	okenní sklo tl. 3 mm	6
8	dřevo dubové	12
9	dřevo smrkové	12

Tab. 3. Úhel ψ [°] při očekávaném poškození ohýbaných konstrukčních prvků [1], [5]

Konstrukce	Očekávané poškození prvků		
	střední	velké	rizikové
Železobetonové konstrukce			
desky nebo nosníky s jednostrannou výztuží	2	5	10
desky nebo nosníky s oboustrannou výztuží bez smykové výztuže	2	5	10
desky nebo nosníky s oboustrannou výztuží se smykovou výztuží	4	6	10
desky nebo nosníky se zpevněným povrchem tahovou membránou	6	12	20
Předpjatý beton			
nosníky nebo desky	1	1,5	2
Zdivo			
běžné, nevyztužené	1,5	4	8
vyztužené	2	8	15
Ocel			
válcovaná	3	10	20

Tab. 4. Úhel ψ [°] při očekávaném poškození tlačených konstrukčních prvků [1], [5]

Konstrukce	Očekávané poškození		
	střední	velké	rizikové
Železobetonové konstrukce			
desky s jednostrannou výztuží a sloupy	2	2	2
desky s oboustrannou výztuží a sloupy bez smykové výztuže	2	2	2
desky s oboustrannou výztuží a sloupy bez smykové výztuže	4	4	4
Zdivo			
běžné, nevyztužené	1,5	1,5	1,5
vyztužené	2	2	2
Ocel			
válcovaná	3	3	5

poškození železobetonových nebo zděných prvků odprýskáním části tažené vrstvy průřezu (spalling) a výskyt trhlin, které neohrožují stabilitu konstrukce a jsou opravitelné, např. injektováním. Rizikový výskyt poškození se zase blíží maximálnímu úhlu lomu ψ_{max} (*tab. 2*).

Tab. 5. Poškození objektů a osob přetlakem p_+ ve vzdušné rázové vlně od výbuchu [8]

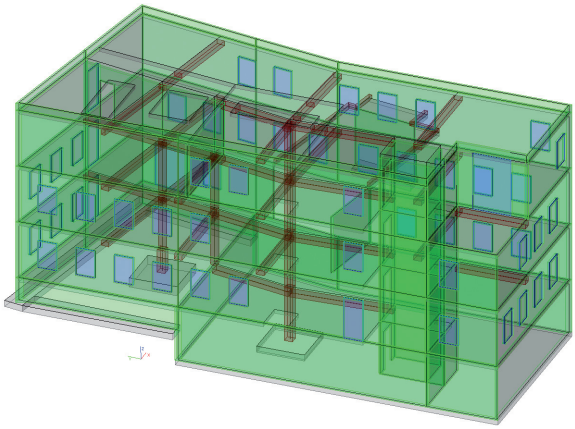
p_+ [kPa]	Účinek	Příklad
do 0,5	žádné poškození	obytné a kancelářské budovy
0,5 ~ 1	malé poškození okenních výplní (pouze část, praskliny skel bez vysypání trosek apod.)	
1 ~ 2	větší poškození okenních výplní, dílčí vysypání trosek skel	
3,5	většina zasklení rozbita, vážná poškození lehkých příček, odtržení střech přístřešků	
2 ~ 5	částečné poškození rámů dveří a oken, porušení omítky a vnitřních dřevěných příček	
7,5	úplné rozbití zasklení, poškození dveří a oken, trhliny ve zděných příčkách	
5 ~ 20	zničení oken, poškození lehkých staveb	běžné zděné konstrukce a lehké halové konstrukce
10 ~ 30	částečné rozrušení staveb	menší průmyslové haly, vesnické stavby
20 ~ 30	značné rozrušení městských staveb	osamělé obytné budovy, stavby a zařízení
30	těžká zranění osob, zhroucení nenosných příček, vážné poruchy nosných prvků zděných konstrukcí, propadnutí nebo zřícení střech, převrácení lehkých nákladních automobilů	stavby obytné a průmyslové, vozidla
50	poboření částí nosných prvků zděných konstrukcí, převrácení tanků a těžkých nákladních vozidel	
100 a více	smrtelná zranění osob na otevřeném prostranství, totální havárie zděných konstrukcí	destrukce zděných staveb

4.3. Posuzování podle kritérií

Je-li znám přetlak od výbuchu, lze odhadnout pravděpodobné škody na konstrukci podle empiricky stanovených kritérií v *tab. 5* [8], [10]. Tyto odhady dávají do souvislosti typ konstrukce, její rozměry, případně osazení poškozených prvků v konstrukci včetně vlivu materiálových vlastností konstrukce a tlakových účinků výbuchu.

5. Příklad budovy zatížené venkovním výbuchem

Budova (*obr. 2*) je navrhována na účinky teroristického výbuchu nálože, charakterizované zatížením p_{ref+} = 320 kPa a trojúhelníkovým impulzem zatížení 2 200 kPa·ms. Tedy přetlak v tlakové vlně je podle vzorce (5) p_+ = 160 kPa a doba trvání jeho přetlaku $t_+ = 2\,200 \times 2 / 320 = 13{,}75$ ms. Po dosazení do vzorců (1) až (4) této tlakové vlně odpovídá nálož C = 125 kg ve vzdálenosti R = 13,8 m. Pro výšku výbuchu nad terénem 1,8 m (na úrovni oken budovy) je hmotnost ekvivalentní nálože C_w = 171,3 kg TNT.

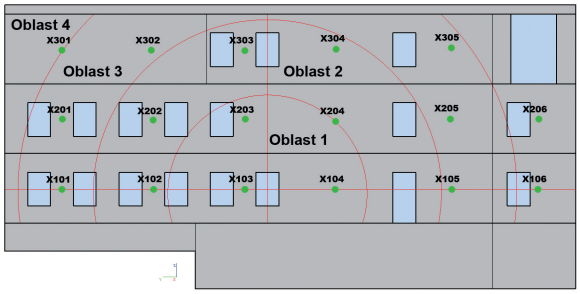


Obr. 2. Výpočetní model budovy

Uvažujme zjednodušeně, že výbuch zatěžuje čelní stěnu konstrukce po částech skokovým rovnoměrným spojitým dynamickým zatížením ve čtyřech oblastech (*tab. 6*, *obr. 3*) odpovídajících době působení dopadající vzdušné tlakové vlny při uvažování součinitele odrazu přibližně 2 podle rovnice (5).

Tab. 6. Charakteristiky oblastí výbuchového zatížení čelní stěny

Charakteristika	Oblast 1	Oblast 2	Oblast 3	Oblast 4
poloměr kruhu nebo mezikruží okolo normály dopadu rázové vlny [m]	5	5 až 9	9 až 13	více než 13
dopadající vlna	p_+ = 160 kPa τ_+ = 14 ms	p_+ = 140 kPa τ_+ = 14 ms	p_+ = 111 kPa τ_+ = 15 ms	p_+ = 84 kPa τ_+ = 16 ms
úhel dopadu [°]	90 až 70	70 až 57	57 až 47	47 a méně
počátek působení zatížení od okamžiku dopadu vlny na stěnu t^* [ms]	0	2	8	16
dynamické zatížení přetlakem odrazu [kPa]	320	280	222	168



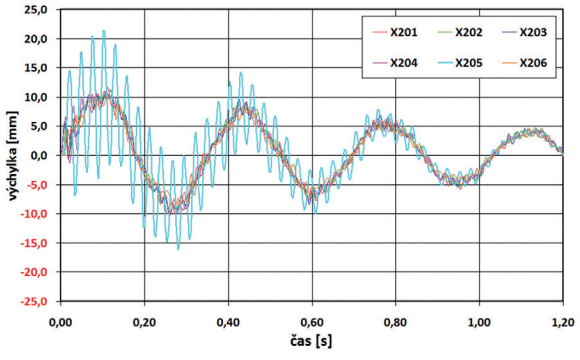
Obr. 3. Čelní stěna budovy zatížená výbuchem; vymezení oblastí po částech rovnoměrného trojúhelníkového dynamického zatížení včetně výběru bodů pro vynesení odezvy

Nosné prvky budovy byly navrženy železobetonové z betonu C 25/30 s výztuží S 235. Budova je založena na desce tloušťky 300 mm na tvrdém písčitém podloží na úrovni 1. PP. Charakteristiky podloží byly do výpočetního modelu zavedeny jako Winklerovo-Pasternakovo pružné podloží. Stropní desky mají tloušťku 250 mm stejně jako obvodové stěny. Sloupy jsou kruhové nebo čtvercové s délkou strany nebo průměrem 500 mm, vnitřní stěny mají tloušťku 200 mm, průvlaky mají rozměr 500×300 mm. Ostatní nenosné prvky tenkých příček včetně schodišť byly ve výpočetním modelu zjednodušeně uvažovány pouze svou hmotností. Stálá složka užitných zatížení byla do výpočetního modelu zavedena navýšením hmotnosti stropních desek. Dynamický výpočet budovy byl proveden s krokem 0,001 s. Nejnižší vlastní frekvence kmitání objektu jsou uvedeny v *tab. 7*.

Tab. 7. Vlastní frekvence $f_{(n)}$ a popis nejnižších vlastních tvarů kmitání analyzované budovy

n	$f_{(n)}$ [Hz]	Popis vlastních tvarů kmitání
1	2,94	pootáčení celé budovy okolo podélné osy y
2	4,31	pootáčení celé budovy okolo příčné osy x
3	6,01	pootáčení celé budovy okolo svislé osy z
4	6,10	kmitání střechy nad vstupní chodbou
5	6,62	posuv celé konstrukce ve směru svislé osy z a kmitání stropních desek
6	8,35	ohyb stropní desky 2. NP a obvodové stěny
7 až 100 tvar: 8,54 Hz až 38,32 Hz ... vyšší tvary kmitání		

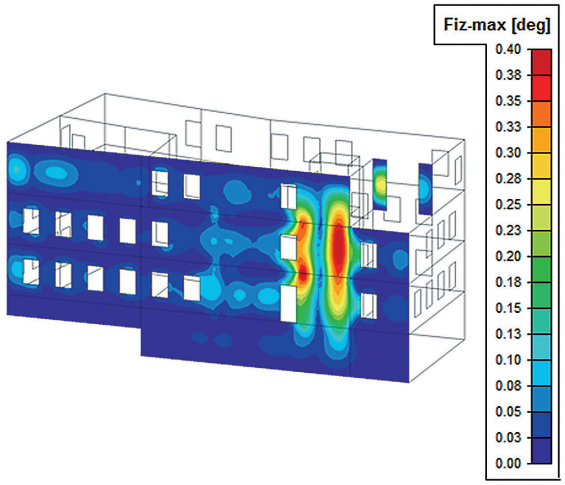
Dynamickým výpočtem vynuceného kmitání byl stanoven průběh vnitřních sil a amplitud výchylek. Časový průběh výchylek ve vybraných bodech v čelní stěně ve 2. NP je vynesen na *obr. 4*, natočení střednice obvodové čelní stěny okolo svislé osy z pak na *obr. 5*.



Obr. 4. Časový průběh odezvy ve výchylkách ve vybraných bodech čelní stěny při rázovém zatížení

Maximální natočení čelní stěny okolo svislé osy *z* dosahuje 0,43° a 0,36° okolo horizontální podélné osy *y*. Při porovnání těchto hodnot natočení s hodnotami v *tab. 3* je zřejmé, že konstrukce čelní stěny je dostatečně bezpečná proti významnějším škodám; její natočení je menší než 2°, odpovídající střednímu poškození konstrukce. Lze tedy u této obvodové stěny očekávat pouze vznik drobných, převážně vlasových trhlin v napojení příček na obvodovou stěnu, ve schodišťové části (okolo bodů X105, X205 a X305 na *obr. 3*).

Pokud bude v oknech použito běžné sklo, je z porovnání *tab. 5* a *tab. 6* zřejmé, že tato okna budou při výbuchu rozbita a výbuchové zatížení pronikne do nitra budovy. Předpokládá se tedy použití bezpečnostního skla, které tomuto zatížení odolá.



Obr. 5. Maximální natočení střednice čelní stěny okolo svislé osy z při rázovém zatížení

6. Závěr

Při výbuchu nálože v otevřeném venkovním prostoru je tlakové působení rázové výbuchové vlny na překážku (zatížení stavební konstrukce) závislé na situování objektu vzhledem k ohnisku výbuchu, na parametrech zatíženého objektu, parametrech rázové vlny apod. Vzhledem k možným nejistotám ve stanovení parametrů výbuchového zatížení, které zejména pro případné teroristické útoky jsou pouze inženýrským odhadem, je zde předložena zjednodušená metodika výpočtu a posouzení odezvy, která dostatečně spolehlivě umožňuje stanovit účinky dynamického výbuchového zatížení a na ně posoudit vlastní stavební konstrukci.

Použití zjednodušené metodiky pro stanovení účinků venkovního výbuchového zatížení na konstrukce budov a současně posouzení dynamické odezvy, buď na základě vnitřních sil v konstrukci podle zásad eurokódů, nebo velmi přibližně podle kritérií, je obvyklá praxe pro posouzení bezpečnosti konstrukce. V poslední době se však ve světě stále častěji používá metodika posuzování odezvy konstrukce zatížené výbuchem podle natočení střednice jejích stěnodeskových prvků. Autoři proto uvádějí jak vlastní výsledky získané porovnáním výpočtu konstrukcí s experimentálním ověřováním, tak pro porovnání výsledky mezních úhlů lomu konstrukce, využívané ve světě pro posuzování účinků teroristických výbuchů.

Metodika byla využita pro návrh a posouzení konkrétní železobetonové konstrukce, jejíž vybrané výsledky jsou uvedeny jako příklad výpočtu konstrukce a hodnocení její dynamické odezvy i v této publikaci.

Článek vznikl za podpory projektu P105/11/1580 GA ČR „Přechodová odezva konstrukcí při krátkodobém dynamickém nebo rázovém zatížení od seismických účinků a výbuchů“.

Literatura

[1] Design of blast resistant building in petrochemical facilities. American Society of Civil Engineers, Reston, VA 1997.
[2] Henrych, J.: Dynamika výbuchu a jeho užití. Praha, Academia 1973.
[3] Koloušek, V. a kol: Stavebné konštrukcie namáhané dynamickými účinkami. Bratislava, SVTL 1967.
[4] Korenev, B. G. a kol.: Dinamicheskij rascot sooruzhenij na specialnyje vozdejstvija. Spravochnik.Moskva, Strojizdat 1981.
[5] McCann, D. M. – Smith, S., J.: Blast resistant design of reinforced concrete structures. Structure Magazin, April 2007, pp. 22-26.
[6] Makovička, D.: Shock wave load of window glass plate structure and hypothesis of its failure, In: Structures Under Shock and Impact ‘98. Computational Mechanics Publications. Southampton, WIT Press 1998, pp. 43-52.
[7] Makovička, D. – Makovička, D.: Vliv opakovaných extrémních zatížení na ohybovou únosnost zdiva. Stavební obzor, **15**, 2006, č. 2, s. 37-43.
[8] Makovička, D. – Janovský, B.: Příručka protivýbuchové ochrany staveb. Praha, Česká technika 2008.
[9] Makovička, D. – Makovička, D.: Simplified evaluation of a building impacted by a terrorist explosion. In: Jones, N., Brebbia, C. A.: Structures Under Shock and Impact XI. Southampton, WIT Press 2010, pp. 93-104.
[10] Makovička, D. – Makovička, D.: Výbuch nálože uvnitř budovy a jeho působení na konstrukci. Spektrum, **10**, 2010, č. 2, s. 20-23.
[11] ČSN EN 1991-1-7 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-7: Obecná zatížení – Mimořádná zatížení. ČNI, 2007.
[12] ČSN EN 1998-1 Eurokód 8: Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení – Část 1: Obecná pravidla, seizmická zatížení a pravidla pro pozemní stavby. ČNI, 2006.
[13] USNRC regulatory Guide 1.91: Evaluation of explosions postulated to occur on transportation routes near nuclear power plant sites, U. S. Nuclear Regulatory Commision, 1978.
[14] TM 5-1300: Structures to resist the effect of accidental explosions. U. S. Army Corps of Engineers, Washington, D. C., 1990 (Navy NAVFAC P-397 or Air Force AFR 88-22).

Tepelně technické posouzení ISO-nosníků

Ing. Roman BRZOŇ
Ing. Milan OSTRÝ, Ph.D.
Ing. Tomáš KLUBAL
VUT v Brně – Fakulta stavební

Článek pojednává o výpočtovém posouzení ISO-nosníků, které jsou v současné době osazované u železobetonových vyložených konstrukcí pro snížení tepelného toku. Jsou prezentovány výsledky výpočtů zaměřených na stanovení hodnot lineárního a bodového činitele prostupu tepla. Z výsledku je pak pro sestavené modely a jejich materiálové varianty možné sestavit závislost mezi lineárním a bodovým činitelem prostupu tepla.

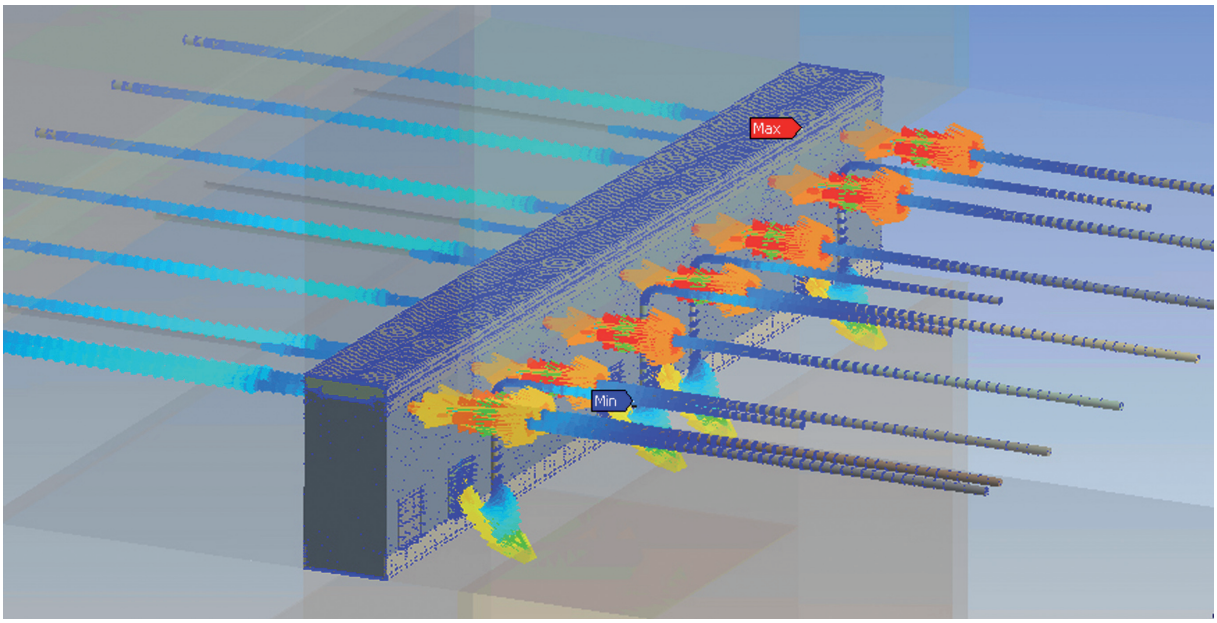
Thermal and Technical Assessment of ISO Beams

The article deals with the calculation assessment of ISO beams, which are presently used in reinforced concrete lined structures to reduce the heat transfer. It presents the results of calculations focused on the determination of the linear and point thermal transmittance coefficient values. The results enable setting the relation between the linear and point thermal transmittance coefficient for assembled models and their material alternatives.

Úvod

Vyložené stavební konstrukce tvoří nedílnou součást objektů pozemního stavitelství. Jejich význam je nejen praktický, tj. zvýšení uživatelského komfortu, zejména u objektů pro bydlení, ale i estetický. Vzhledem ke stále se zvyšujícím požadavkům na kvalitu obvodového pláště budov je problematika řešení vyložených konstrukcí aktuální [1]. V souvislosti se zpřísněním požadavků na tepelnou ochranu budov dochází i v naší zemi od devadesátých let 20. století ke zvýšení zájmu o řešení stavebních detailů právě z hlediska stavební tepelné techniky. Do tohoto období lze také datovat první instalace ISO-nosníků na našich stavbách. Řešení tepelných mostů v obvodovém plášti budovy má nejen energetický, ale i hygienický význam. Zvýšené tepelné ztráty neřešenými tepelnými mosty mají na svědomí vyšší náklady při provozování budov. Mohou být i příčinou povrchové kondenzace na vnitřní straně konstrukcí, zejména v kombinaci se zvýšenou relativní vlhkostí vnitřního vzduchu. V případě nesplnění požadavku na hodnotu teplotního faktoru vnitřního povrchu se zvyšuje riziko růstu plísní na neprůsvitné stavební konstrukci. V tomto případě je pak znemožněn pobyt osob ve vnitřních prostorách z důvodu uvolňovaných škodlivých látek. Z výše uvedeného je zřejmé, že způsob připojení vyložených konstrukcí si zaslouží pozornost, zejména kvůli obtížné sanaci chybně provedených konstrukcí. V současné době je na tuzemském trhu k dispozici řada prvků pro přerušení tepelného mostu u vyložených železobetonových konstrukcí, jejichž používání je i v ČR značně rozšířené. Nicméně i v současné době se v praxi při realizaci takových konstrukcí setkáváme s chybami, které mají za následek nefunkčnost tepelně izolačního prvku. Typickým příkladem je špatná poloha ISO-nosníku vůči obvodovému zdivu a zateplovacímu systému.

Při posouzení stavebních detailů z pohledu stavebně fyzikálního je možné zvolit několik přístupů, které mají vliv na přesnost sledovaných veličin, zejména hodnoty lineárního a bodového činitele prostupu tepla a teploty na vnitřním povrchu stavebních konstrukcí.



Obr. 1. Zobrazení tepelných toků v programu ANSYS [2]

Princip přerušení tepelného mostu

Hlavní nevýhoda vyložených konstrukcí vychází již z jejich podstaty, tj. přenesení tahové síly (ohybového momentu). Pokud není vyložená konstrukce na okraji podepřena, je jediným řešením, jak se vypořádat s velkým ohybovým momentem, tahové vyztužení [3]. V místě, v němž dochází ke styku převislé části s částí vnitřní konstrukce, je pak vyšší tepelný tok. Ten vzniká z důvodu velké vodivosti použitých materiálů, a je tak hlavní příčinou mnoha nežádoucích efektů.

Za účelem snížení tepelné ztráty a odstranění tepelného mostu v místě vyložené železobetonové konstrukce byly vyvinuty ISO-nosníky, tj. prvky s vloženou tepelnou izolací. Dominantním prvkem, který bude tepelnou ztrátu zvyšovat, a tím ovlivňovat povrchové teploty v interiéru, jsou tak tahové, smykové a tlačené výztuže či prvky [4].

Tab. 1. Okrajové podmínky používané ve výpočtech

Název	Hodnota a jednotka
návrhová teplota vnitřního vzduchu	21,0 °C
návrhová teplota venkovního vzduchu v zimním období	-15,0 °C
odpor při přestupu tepla na vnější straně (R_{se})	0,04 (m^2·K)/W (α = 25,0 W/(m^2·K))
odpor při přestupu tepla na vnitřní straně (R_{si}) výpočet tepelného toku	0,13 (m^2·K)/W (α = 7,7W/(m^2·K))
odpor při přestupu tepla na vnitřní straně (R_{si}) výpočet povrchové teploty	0,25 (m^2·K)/W (α = 4,0 W/(m^2·K))

V praxi se pro tepelně technické výpočty uvažuje obvykle ustálený teplotní stav. Ustálené vedení tepla lze demonstrovat např. na tělese délky d, jehož jeden konec je udržován na teplotě θ_1 a druhý na teplotě θ_2. Teplotní rozdíl $\theta_2 - \theta_1$ je tedy stálý a teplota klesá rovnoměrně od teplejšího konce k chladnějšímu. Teplotní gradient je tedy možné vyjádřit jako

$$(\theta_2 - \theta_1)/d \ , \qquad (1)$$

kde θ_1, θ_2, je teplota na koncích tělesa [°C], d vzdálenost [m].

Teplo procházející plochou je tepelný tok, který lze vyjádřit vztahem → množství tepla Q, které projde plochou S za čas τ, se označuje jako hustota tepelného toku

$$q = \frac{Q}{\tau S}, \qquad (2)$$

kde q je hustota tepelného toku [W/m²],
Q – dodané teplo [J],
τ – čas [s],
S – plocha [m²].

Při ustáleném teplotním stavu tedy platí

$$q = \lambda \frac{\theta_2 - \theta_1}{d} \ , \qquad (3)$$

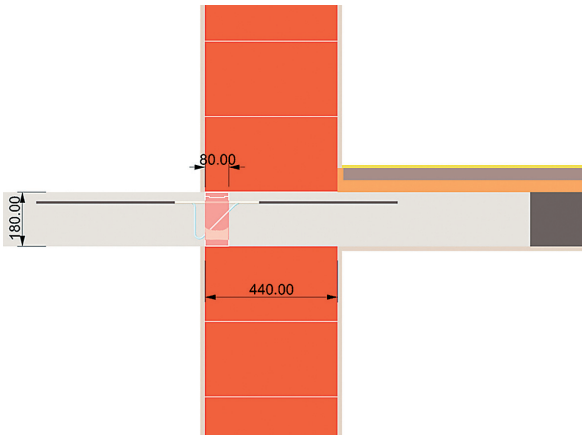
kde q je hustota tepelného toku ve [W/m²],
$(\theta_2 - \theta_1)/d$ – teplotní gradient ve [°C/m],
λ – součinitel tepelné vodivosti ve [W/m·K].

Vliv sledovaných faktorů

Aby bylo možné porovnat vlivy působící při posuzování ISO-nosníků, bylo nutné sestavit modely obvodového pláště. Při porovnání jsme se zaměřili na takové konstrukce obvodového pláště, které jsou u nás zastoupeny nejčastěji. Neporovnávali jsme konkrétní typ zdiva, ale zaměřili se obecně na tvarovky typu THERM s běžnými hodnotami tepelné vodivosti.

Použití keramického zdiva bylo zvoleno pro rozdílnou tepelnou vodivost v různých směrech tepelného toku [5]. V tomto případě pak dochází k „obtékání“ tepelného izolantu a výsledné hodnoty jsou méně příznivé než v případě použití izotropních materiálů (plynosilikátů, pórobetonů apod.). Tento efekt přenosu tepla je ve větší míře potlačen u zdiva s vnějším kontaktním zateplovacím systémem (ETICS). Veškeré modelové varianty byly vytvořeny v programu Rhinoceros [6].

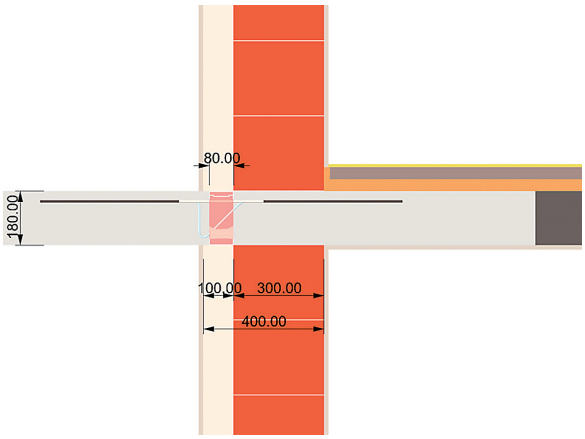
Varianta – A



Pro první variantu bylo použito jednovrstvé zdivo z keramických tvarovek typu THERM (uvažovaný součinitel tepelné vodivosti zdiva λ = 0,115 W/(m·K)). V současnosti je to stále jedno z nejběžněji používaných řešení. Součinitel prostupu tepla U splňuje doporučenou hodnotu dle ČSN 730540-2 [7].

$$U = 0{,}250 \ \mathrm{Wm^{-2}K^{-1}}$$

Varianta – B

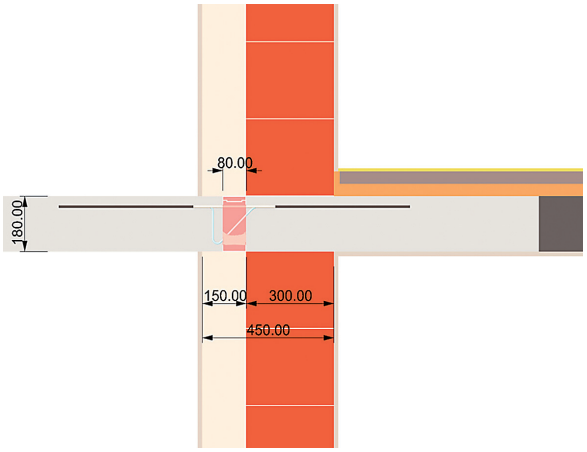


Pro druhou variantu bylo použito zdivo sendvičové. Nosnou konstrukcí bylo opět zdivo z tvarovek THERM (uvažovaný součinitel tepelné vodivosti zdiva λ = 0,250 W/(m·K)). Použitým tepelným izolantem byl běžný fasádní EPS 70F se součinitelem tepelné vodivosti λ_n = 0,039 W/(m·K), tl. izo-

lantu je 100 mm. Součinitel prostupu tepla U téměř splňuje doporučenou hodnotu dle ČSN 730540-2 [7].

$$U = 0{,}254\ \mathrm{Wm^{-2}K^{-1}}$$

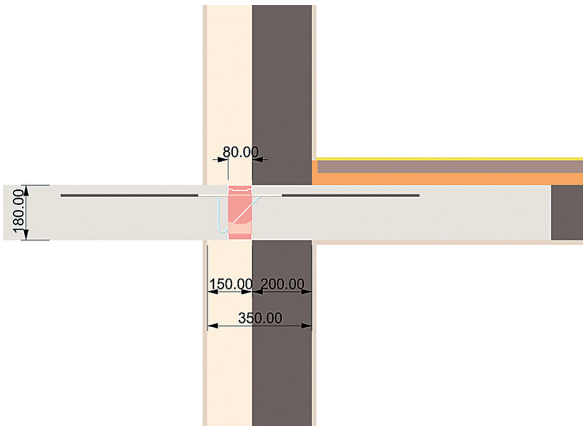
Varianta – C



Pro třetí variantu bylo použito zdivo dvouvrstvé. Nosnou konstrukcí bylo opět zdivo z tvarovek THERM (uvažovaný součinitel tepelné vodivosti zdiva λ = 0,115 W/(m·K)). Použitým tepelným izolantem byl běžný fasádní EPS 70F se součinitelem tepelné vodivosti λ_n = 0,039 W/(m·K), tl. izolantu je však 150 mm. Součinitel prostupu tepla U splňuje doporučenou hodnotu dle ČSN 730540-2 [7].

$$U = 0{,}192\ \mathrm{Wm^{-2}K^{-1}}$$

Varianta – D



Pro čtvrtou variantu byla zvolena dvouvrstvá konstrukce s nosnou železobetonovou stěnou (uvažovaný součinitel tepelné vodivosti betonu λ = 2,0 W/(m·K)). Použitým tepelným izolantem byl běžný fasádní EPS 70F se součinitelem tepelné vodivosti λ_n = 0,039 W/(m·K), tl. izolantu je i zde 150 mm. Součinitel prostupu tepla U posuzované konstrukce splňuje doporučenou hodnotu dle ČSN 730540-2 [7].

$$U = 0{,}243\ \mathrm{Wm^{-2}K^{-1}}$$

Použité varianty byly záměrně zvoleny tak, aby byla hodnota součinitele prostupu tepla celého pláště porovnatelná. Bylo tak možné sledovat vliv tohoto řešení na celkový tepelný tok a povrchové teploty. I zde se ukázalo, že vnější zateplení je často schopné omezit tepelné mosty a výrazně tak zvýšit vnitřní povrchové teploty.

Vyhodnocení porovnávaných hodnot

Lineární činitel prostupu tepla

Pro první část porovnání jsme vybrali kritérium zohledňující vliv tepelných vazeb. Tato veličina je označována jako *lineární činitel prostupu tepla* [8]. Lineární i bodový činitel prostupu tepla Ψ_k [W/(m·K)] a χ_j [W/K], tepelných vazeb mezi konstrukcemi, musí u budov s převažující návrhovou vnitřní teplotou θ_{im} = 20 °C splňovat podmínku

$$\Psi_k \le \Psi_{k,N}\,, \quad \chi_j \le \chi_{j,N}\,. \tag{5}$$

Výpočet lineárního činitele prostupu tepla lze vyjádřit vztahem

$$\psi = L_{3D} - \Sigma U \cdot A\,, \tag{6}$$

kde Ψ je lineární činitel prostupu tepla [W/(mK)],
L_{3D} – tepelná propustnost 3D detailu [W/K],
U – součinitel prostupu tepla obvodové stěny [W/m²K],
A – plocha modelovaného detailu [m²].

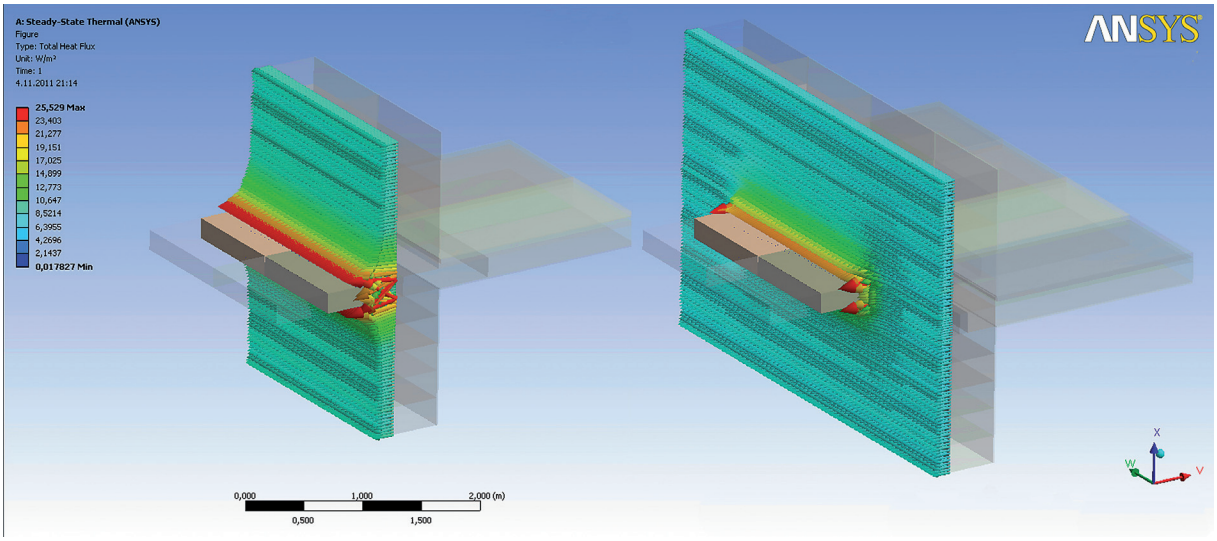
Tato veličina je důležitá při posuzování energetické náročnosti stavebních objektů. Protože se v nich objevuje velké množství tepelných vazeb (napojení stěn, uložení otvorových výplní, spojení střechy a stěny apod.), jsou zpravidla tepelné vazby vyjadřovány přirážkou ΔU. Je zřejmé, že toto řešení znamená pro projektanty značné zjednodušení, protože není nutné jednotlivé tepelné vazby přesně vyčíslovat. U objektů, u nichž jsou tepelné ztráty prostupem velké (a nejde tedy o nízkoenergetické stavby), je toto řešení častým zjednodušením a nevnáší do výpočtu velké chyby. U objektů nízkoenergetických, resp. energeticky pasivních, však již velmi záleží na přesném stanovení každého potenciálního tepelného mostu. Zde se bez lineárního a bodového činitele prostupu tepla neobejdeme.

Cílem projektantů by měla být důsledná minimalizace tepelných mostů, resp. tepelných vazeb. V některých případech se to daří (přetažení izolantu přes rám okenní výplně, zateplení soklové části zdiva apod.), v jiných méně. Vyložená konstrukce je jedním z míst, kde tato systematická práce přináší výsledky.

Rozdíl mezi lineárním a bodovým činitelem prostupu tepla

Železobetonové vyložené konstrukce způsobují lineární tepelné mosty (vazby) a vyjadřují se lineárním činitelem prostupu tepla. Je to dáno tím, že pro vyjádření lineárního činitele je možné použít pouze metrový prvek ISO-nosníku. Hodnotu lineárního činitele prostupu tepla je pak možné vynásobit délkou balkónu a získat hodnotu tepelného toku celým řešením. Pro tyto případy je tento způsob ideální a projektanti mohou tepelné mosty vyjádřit použitím technických dokumentací dodaných výrobci.

Provedené výpočty však ukazují, že lineární činitel prostupu tepla není v případě ISO-nosníku přesný. Počítá s tepelným tokem, který ISO-nosník „obtéká“ pouze z horní a spodní části. Reálná situace je však taková, že dochází k „obtékání“ tepelným tokem nosníku i z „boční“ strany celé konstrukce. Velikost tohoto toku je závislá na řešení ztužujícího věnce a jeho zateplení.



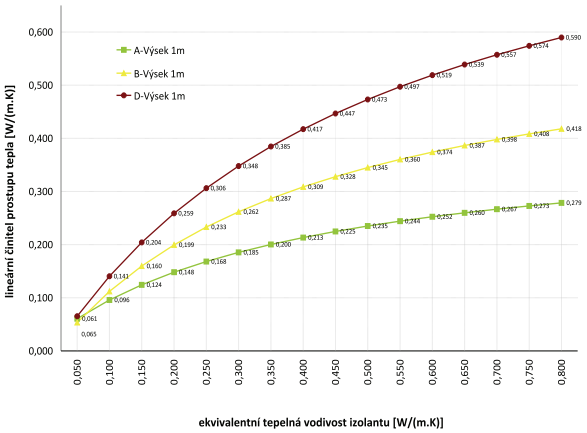
Obr. 2. Vliv bodového a lineárního činitele prostupu tepla (vpravo je vidět směr tepelného toku boční stranou balkónové desky)

Na modelech jsme provedli porovnání tak, aby bylo možné tyto rozdíly vyjádřit. Pro zjednodušení jsme porovnání prováděli na modelech, kde byl ISO-nosník nahrazen prvkem s ekvivalentní tepelnou vodivostí. Získání součinitele ekvivalentní tepelné vodivosti ISO-nosníku je možné pomocí vzorce [9]

$$\lambda_{ekv} = \frac{d_{iso}}{\frac{A}{L_{3D}} - (R_{si} + R_{se} + \sum \frac{d_j}{\lambda_j})}, \qquad (7)$$

kde λ_{ekv} je součinitel ekvivalentní tepelné vodivosti [W/(m.K)],
d_{iso} – tloušťka ISO nosníku (tepelné izolace) [m],
R_{se} – vnější odpor při přestupu tepla [m².K)/W],
R_{si} – vnitřní odpor při přestupu tepla [m².K)/W],
d_j – tloušťka *j*-té vrstvy [m],
λ_j – součinitel tepelné vodivosti *j*-té vrstvy [W/(m.K)],
A – plocha příčného řezu [m²],
L_{3D} – tepelná propustnost detailu [W/K].

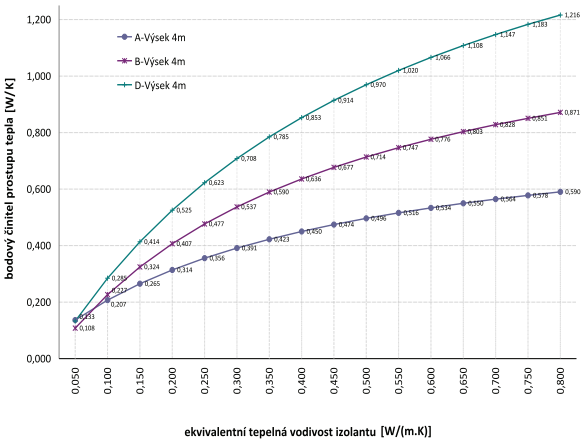
Jde o upravené základní vztahy. Problémem tohoto řešení je vyjádření součinitele ekvivalentní tepelné vodivosti železobetonu (λ_j), která má na výsledek určitý vliv. Pro zjednodušení je však možné tento jev (vliv výztuže nosníku v betonu) zanedbat, a získat tak o něco méně příznivé hodnoty součinitele ekvivalentní tepelné vodivosti.



Obr. 3. Zobrazení vlivu lineárního činitele prostupu tepla na hodnotě součinitele ekvivalentní tepelné vodivosti izolantu

Porovnání jsme prováděli na dvou modelech. Prvním byla konstrukce balkónu, šlo o výsek 1 m. Okrajové podmínky nebyly v tomto případě zadány pouze z boční části, šlo tak o jakousi polonekonečnou konstrukci. Ve druhém případě model zachycuje reálné řešení. Je zde tedy konstrukce balkónu dlouhá 2 m, osazená ve stěně délky 4 m. Toto řešení již zadáním okrajových podmínek umožňuje přestup tepla i ve směru vodorovném mezi věncem a nosníkem. Oba modely a znázornění chování tepelného toku jsou patrné z *obr. 2*. V grafu na *obr. 3* jsme provedli porovnání lineárních činitelů prostupu tepla všech variant. Záměrně neuvádíme výsledky pro konstrukci C, které jsou podobné jako u varianty B, a graf by tak byl nepřehledný.

Na *obrázku 4* jsou pak hodnoty vyneseny při výpočtu bodového činitele prostupu tepla. V tomto případě jde o výsledek zohledňující prostup tepla celým řešením. Pokud hodnoty lineárního činitele prostupu tepla z *obr. 3* vynásobíme délkou balkónové konstrukce (v našem případě 2 m), dostaneme hodnoty „bodového" činitele prostupu tepla i pro toto řešení.



Obr. 4. Zobrazení vlivu bodového činitele prostupu tepla na hodnotě součinitele ekvivalentní tepelné vodivosti izolantu

Z grafu na *obr. 5* je patrné, že rozdíly mezi „lineárním/bodovým" činitelem prostupu tepla v závislosti na vzrůstajícím součiniteli tepelné vodivosti také vzrůstají. Aby bylo porovnání možné, převedli jsme lineární i bodový činitel prostupu tepla pro posuzované řešení na hodnotu vyjadřující přírůstek

vzniklý tepelnou vazbou [10]. Vliv těchto tepelných vazeb ΔU_{tbm} mezi ochlazovanými konstrukcemi na systémové hranici budovy [W/(m².K)] se stanoví jako součet průměrného vlivu všech lineárních a bodových tepelných vazeb ze vztahu:

a) pro lineární tepelné vazby mezi konstrukcemi

$$\Delta U_{tbm} = \frac{\sum(\psi_j \cdot l_j \cdot b_j)}{A} \quad , \tag{8}$$

b) pro bodové tepelné vazby mezi konstrukcemi

$$\Delta U_{tbm} = \frac{\sum(\chi_j \cdot b_j)}{A} \quad . \tag{9}$$

Měrná ztráta prostupem tepla HT [W/K] se pak stanoví zjednodušeným postupem dle ČSN EN 12831 [11] a v souladu s ČSN EN 13789 [12], nebo podle zvláštního předpisu ze vztahu

$$H_T = \Sigma (A_j \cdot U_j \cdot b_j) + A \cdot \Delta U_{tbm} \tag{10}$$

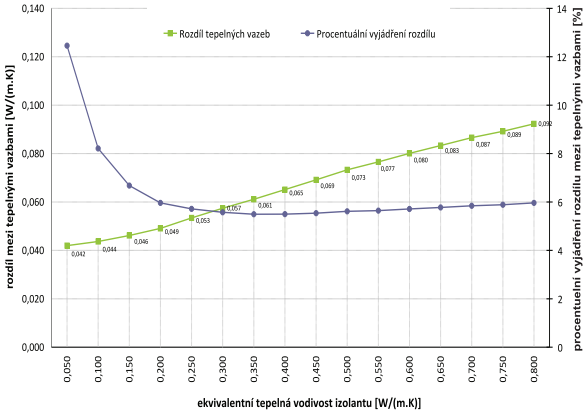
nebo ze vztahu

$$H_T = \Sigma (A_j \cdot U_j \cdot b_j) + \Sigma (\Psi_j \cdot l_j \cdot b_j) + \Sigma (\chi_j \cdot b_j), \tag{11}$$

kde A_j je plocha j-té ochlazované konstrukce [m²],
U_j – součinitel prostupu tepla j-té konstrukce [W/(m².K)],
b_j – činitel teplotní redukce j-té konstrukce je bezrozměrný,
ΔU_{tbm} – průměrný vliv tepelných vazeb mezi ochlazovanými konstrukcemi na systémové hranici budovy [W/(m².K)],
Ψ_j – lineární činitel prostupu tepla j-té lineární tepelné vazby mezi konstrukcemi stanovený ze vzorce (6) [W/(m.K)],
l_j – délka j-té lineární tepelné vazby mezi konstrukcemi [m],
χ_j – bodový činitel prostupu tepla j-té bodové tepelné vazby mezi konstrukcemi v rámci budovy [W/(m².K)].

Pokud tento přírůstek vyjádříme v procentech, je zřejmé, že je rozdíl poměrně konstantní. Pro běžné hodnoty součinitele ekvivalentní tepelné vodivosti 0,200 W/(m.K), což odpovídá běžně používaným ISO-nosníkům, je možné říci, že je rozdíl mezi „lineárním/bodovým“ činitelem prostupu tepla u balkónu o délce 2 m do 6 %. Velikost této hodnoty značně ovlivňuje ztužující věnec a jeho zateplení. Podle tohoto provedení může hodnota nepatrně kolísat, a to oběma směry.

Zjednodušení, při němž neuvažujeme reálný model, ale model s ekvivalentní tepelnou vodivostí, je v tomto případě relativně v pořádku. Porovnání jsme samozřejmě provedli i na přesném řešení, které tyto hodnoty víceméně potvrdilo. Opět zde výsledné hodnoty ovlivňuje řada faktorů. Pokud by však projektant při návrhu získaný lineární činitel zhoršil o 5 %, půjde o „dostatečně přesný předpoklad“ což je v tomto případě samozřejmě označení lehce nepřesné. Lze namítat, že v prezentovaných modelech je stěna nad stropní konstrukcí i pod ní plná, tj. průběžná. Toto řešení by odpovídalo použití ISO-nosníku např. v římse. Pro balkony je v místě ISO-nosníku dveřní otvor, tj. nad stropní konstrukcí bývá pouze stropní deska, případně souvrství podlahy a rám balkónových dveří. Pod stropní konstrukcí je zpravidla nadpraží otvoru apod. Pokud však chceme stanovit lineární činitel týkající se přímo samotného nosníku, je potřeba jej umístit do konstrukce, která je spojitá a po své ploše neměnná. I u balkónových konstrukcí však platí, že otvory zabírají z průběžné části balkonu pouze poměrnou část, takže ani v tomto případě není tento přístup natolik zavádějící.

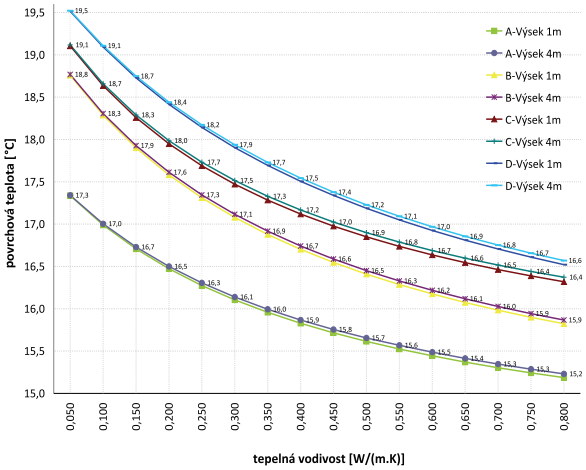


Obr. 5. Varianta A – porovnání rozdílu tepelných vazeb

Tento postup zjištění lineárního činitele je v problematice ISO-nosníku běžný a používají jej všichni výrobci. Pokud totiž použijeme reálnou situaci, je zjištění lineárního činitele ISO-nosníku prakticky nemožné. Pokud by se k hodnocení mělo přistoupit způsobem uvedeným výše, pak by nešlo o lineární činitel prostupu tepla ISO-nosníku, ale o lineární činitel prostupu tepla zahrnující vliv jak ISO-nosníku, tak osazení dveřní výplně a např. realizaci stropní konstrukce. Těchto faktorů by byla řada a vliv ISO-nosníku by bylo jen velmi obtížné vyjádřit. Může být samozřejmě zajímavé sledovat, jak velké jsou ostatní vlivy v porovnání s hodnotou samotného nosníku. To může být předmětem dalšího zkoumání.

Rozdíl povrchových teplot pro obě varianty výpočtových modelů

Pokud se zaměříme na porovnání povrchových teplot (teplotních faktorů) mezi variantou, kterou používáme pro výpočet lineárního činitele prostupu tepla (2m model) a variantou pro výpočet bodového činitele prostupu tepla (4m model), dostaneme graf z *obr. 6*. Z něj je patrné, jak průběh teplot u jednotlivých variant modelů vypadá a jak malé jsou rozdíly mezi oběma teplotami. V tomto případě jsou výsled-



Obr. 6. Porovnání rozdílu povrchových teplot u modelů pro výpočet lineárního/bodového činitele prostupu tepla

ky získané z 1 m (2 m) dlouhého úseku případného ISO-nosníku naprosto porovnatelné s přesnějším řešením a poskytují bezpečnější předpoklad.

V grafu na *obr. 6* jsme použili pro přehlednost hodnotu ve stupních Celsia. V současnosti se u posuzovaných konstrukcí setkáme spíše s hodnotou teplotního faktoru vnitřního povrchu. Tento faktor nemá jednotku, jelikož je podílem teplotních spádů.

Pro stavební konstrukce v běžných prostorech s relativní vlhkostí vnitřního vzduchu maximálně 60 % musí být ve všech bodech vnitřního povrchu splněna podmínka

$$f_{Rsi} \geq f_{Rsi,N} = f_{Rsi,cr}\,, \qquad (12)$$

kde f_{Rsi} je nejnižší teplotní faktor vnitřního povrchu konstrukce,
$f_{Rsi,N}$ – normou [7] požadovaná hodnota,
$f_{Rsi,cr}$ – kritický teplotní faktor vnitřního povrchu.

Kritický teplotní faktor vnitřního povrchu $f_{Rsi,cr}$, bezrozměrný, při kterém by vnitřní vzduch s návrhovou relativní vlhkostí φ_i dosáhl u vnitřního povrchu kritické vnitřní povrchové vlhkosti $\varphi_{si,cr}$, se stanoví ze vztahu

$$f_{Rsi.cr} = 1 - \frac{237{,}3 + 2{,}1 \cdot \theta_{ai}}{\theta_{ai} - \theta_e} \cdot \frac{1}{1{,}1 - 17{,}269 / \ln(\varphi_{i,r}/\varphi_{si,cr})}\,, \qquad (13)$$

kde θ_{ai} je návrhová teplota vnitřního vzduchu [°C],
θ_e je návrhová teplota na vnější straně hodnocené konstrukce [°C],
$\varphi_{i,r}$ – relativní vlhkost vnitřního vzduchu pro stanovení požadavku na nejnižší vnitřní povrchovou teplotu konstrukce [%],
$\varphi_{si,cr}$ – kritická vnitřní povrchová vlhkost [%].

Pro přepočet získané teploty na vnitřním povrchu na teplotní faktor vnitřního povrchu je možné využít vztahu

$$f_{Rsi} = (\theta_{si,\min} - \theta_e)/(\theta_{ai} - \theta_e), \qquad (14)$$

kde $\theta_{si,\min}$ je nejnižší vnitřní povrchová teplota [°C],
θ_e – teplota venkovního vzduchu [°C],
θ_{ai} – návrhová teplota vnitřního vzduchu [°C].

Závěr

Jak bylo ukázáno, je nutné zdůraznit, že v případě ISO-nosníků by se měl hodnotit spíše bodový činitel prostupu tepla než činitel lineární. Jelikož záměrem je pomáhat projektantům a výpočty zjednodušovat, je možné některé z prezentovaných rozdílů zanedbat a hodnoty vkládané do výpočtu rozumným odhadem zhoršit. Výsledky takto získané pak zcela jistě budou orientovány na stranu bezpečnou. Hodnoty je samozřejmě možné výrazně ovlivnit volbou příznivých tepelných vodivostí, např. u železobetonu, nebo zanedbáním rozdílných tepelných vodivostí u cihelného zdiva. Pro názornost je možné uvést, že zahraniční publikace uvádějí hodnotu součinitele tepelné vodivosti betonu v rozmezí 0,75 až 1,40 W/(m.K) [13]-[16]. Vliv železobetonu je výrazný jak z pohledu lineárního činitele tepelné vodivosti, tak z pohledu vnitřní povrchové teploty.

Článek vznikl za podpory projektu specifického výzkumu VUT č. FAST-J-11-17/1279 „Optimalizace současné konstrukce ISO-nosníku“ a s finanční pomocí EU „OP Výzkum a vývoj pro inovace“, projekt reg. č. CZ.1.05/ /2.1.00/03.0097, v rámci činnosti regionálního Centra AdMaS „Pokročilé stavební materiály, konstrukce a technologie“.

Literatura

[1] Bjerking, S. E. – Bjerking, B. – Tucan, B.: Damage to buildings – what is to be done? A Roofs and balconies. Stockholm, BYGGDOK, 1991.
[2] ANSYS Workbench 2.0 Framework, Version 12.1.0. © 2009 SAS IP, Inc.
[3] Thermische Trennung von auben – und innenliegenden Betonbauteilen, Bauzeitung – v. 45, No. 8, s. 565.
[4] Dubendorf, B. D. – Geiger, G.: Warmeschutz bei Kragplatten, Brugg – Windisch. Schweizer ingenieur und Architekt, 1989, No. 11.
[5] Svoboda, Z.: Ekvivalentní tepelná vodivost zdiva z dutinových keramických tvarovek ve směru svislého tepelného toku. Tepelná ochrana budov, 13, 2010, č. 5.
[6] Rhinoceros, Verze 4.0 SR8, 2010. © 1993-2008 Robert McNeel & Associates.
[7] ČSN 73 0540-2: 2011 Tepelná ochrana budov – Část 2: Požadavky. Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2011.
[8] ČSN EN ISO 10211:2009 (73 0551) Tepelné mosty ve stavebních konstrukcích – Výpočet tepelných toku a povrchových teplot – Podrobné výpočty. Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2009.
[9] Stašek, J.: Tepelně technické modelování ISO-nosníků. [Diplomová práce], ČVUT, v Praze, 2010, 54 s.
[10] ČSN 73 0540-4: 2005 Tepelná ochrana budov – Část 4: Výpočtové metody. ČNI, 2005.
[11] ČSN EN ISO 12831:2005 (06 0206), Tepelné soustavy v budovách – Výpočet tepelného výkonu. ČNI, 2005.
[12] ČSN EN ISO 13789:2008 (73 0565) Stavební prvky a stavební konstrukce – Tepelný odpor součinitel prostupu tepla – Výpočtová metoda. Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2009.
[13] Šimoník, J.: Fyzika – termika, 3. vydání. Praha, SNTL 1977, 82 s.
[14] Šubrt, R. – Zvánovcová, P. – Škopek, M.: Katalog tepelných mostů 1 – Běžné detaily. České Budějovice, Energy Consulting 2008, 232 s.
[15] Incropera, F. P. – Dewitt, D. P. – Bergman, T. L. – Lavine, A. S.: Fundamentals of heat and mass transfer, 6 edice. Wiley 2007, 997 p.
[16] Bejan, A. – Jones, J. A.: Convection heat transfer, 2 edice. Wiley 1995, 694 p.

Povrchové odštěpování betonových konstrukcí vlivem teplotních napětí a pórových tlaků při požáru

Ing. Michal BENEŠ, Ph.D.
Ing. Radek ŠTEFAN
ČVUT v Praze – Fakulta stavební

V článku je prezentován hydro-termo-mechanický model pro posouzení odprýskávání povrchu betonových konstrukcí. Matematický model vychází z bilančních rovnic popisujících transportní procesy ve vlhkém betonu vystaveném požáru. Posouzení odštěpování je založeno na principech lomové mechaniky. Model zohledňuje dva hlavní faktory podílející se na odštěpování betonu při vystavení požáru, a to vysoké pórové tlaky a teplotní napětí v povrchové vrstvě betonu. Možnosti využití modelu jsou prezentovány na příkladu betonové stěny vystavené požáru z jedné strany.

Surface Spalling of Concrete Structures Caused by Thermal Stresses and Pore Pressures during a Fire

A hygro-thermo-mechanical model for the prediction of concrete spalling is presented in the paper. The mathematical model is based on the balance equations for transport processes in moist concrete exposed to fire. The prediction of concrete spalling is performed according to the principles of fracture mechanics. Two main factors participating in the spalling of concrete are taken into account in the model: high pore pressures and thermal stresses in the surface concrete layer. The applicability of the model is presented via an example of a concrete wall exposed to fire on one side.

Úvod

Každá stavba musí být realizována tak, aby v případě požáru byla po jistou dobu zajištěna její spolehlivost, umožňující evakuaci osob a likvidaci požáru. Jelikož beton nehoří, nepřispívá k požárnímu zatížení konstrukce a vykazuje vysokou požární odolnost, lze jeho vhodným použitím zabezpečit vysoký stupeň požární ochrany. Vynikající požárně bezpečnostní vlastnosti betonu zajišťují při požáru odolnost betonových konstrukcí po dostatečně dlouhou dobu i v extrémních situacích. Přesto vlivem působení vysokých teplot dochází k poškození jeho struktury. Jedním z negativních projevů je povrchové odštěpování (odprýskávání), které může přerůst v odpadávání masivních plošných povrchových vrstev, a následkem toho může způsobit i kolaps celé konstrukce. Příčiny odštěpování povrchu betonových konstrukcí při extrémním teplotním zatížení nejsou doposud přesvědčivě odůvodněny.

V článku je prezentován model pro stanovení rizika a vyhodnocení příčin tepelného odštěpování povrchu betonových konstrukcí vystavených extrémnímu teplotnímu zatížení při požáru. Sdružený přístup, popisující jak tepelně-vlhkostní, tak termo-mechanické procesy, poskytuje možnost zpřesnit odhady reálného nebezpečí odštěpování povrchu betonových konstrukcí v podmínkách požáru.

Článek navazuje na práci [4], ve které byl prezentován model plošného odštěpování betonu, založený na předpokladu odprýsknutí povrchové vrstvy, pokud efektivní pórový tlak přesáhne tahovou pevnost betonu při příslušné teplotě. Kromě nárůstu pórových tlaků přispívají k povrchovému odštěpování betonu tepelná napětí vznikající zabráněním dilatace části průřezu s vyšší teplotou. Je proto nutné přistoupit k využití komplexního modelu popisujícího sdružené, hydro-termo-mechanické procesy v betonu při vystavení požáru [6], [14].

Prezentovaný model byl zahrnut do výpočetního programu HygroThermAnalysis 2.0 [12], který nyní obsahuje jak původní model plošného odštěpování (surface spalling [3], [4]), tak komplexní model lokálního odštěpování (local spalling), uvedený v tomto článku. Podrobný popis programu lze nalézt v publikaci [10].

Hydro-termo-mechanické procesy v betonu při teplotním zatížení

Příčiny povrchového odštěpování betonu vyvolané vysokými teplotami jsou stále předmětem odborných diskusí. Obecně přijatá teorie uvádí jako příčiny dále uvedené procesy probíhající v betonu při extrémních teplotních podmínkách [1], [7]).

Hydro-termální procesy

Především vysokohodnotné betony (high performance concrete) jsou charakteristické nízkou permeabilitou a porozitou. Nízká permeabilita betonu brání transportu vlhkosti uvnitř konstrukce, a tím vede k vysokým gradientům pórového tlaku při povrchu průřezu, což má za následek explozivní odštěpování.

Termo-mechanické procesy

Tento přístup vysvětluje povrchovou degradaci betonu v důsledku jeho teplotní dilatace a značným rozdílem teplot mezi chladnou a ohřátou částí průřezu, což má za následek vznik významných teplotních napětí. Tyto příčiny se uvažují jako primární (případně v kombinaci s pórovými tlaky) především u běžných betonů s vyšší pórovitostí a permeabilitou. V případě rychlého nárůstu teploty se podílejí na explozivní formě odprýsknutí.

Matematický model

V práci [14] autoři prezentovali experimentální výsledky působení vysoké teploty na betonový vzorek a studovali teplotní odštěpování povrchu segmentu stanovením hodnoty

uvolněné energie v časovém okamžiku povrchového odprýsknutí. Stanovená energie se při porušení transformuje v energii kinetickou, z níž lze dále stanovit rychlost odštěpující se částice dle vztahu

$$v_p = \left(\frac{2E_{kin}}{m_p} \right)^{1/2} \text{[m s}^{-1}\text{]} , \qquad (1)$$

kde m_p [kg] je hmotnost odštěpené částice a E_{kin} [J] značí kinetickou energii

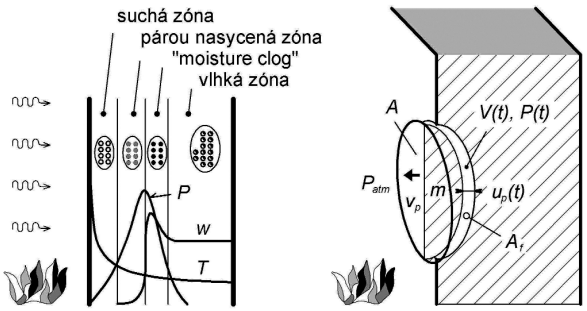
$$E_{kin} = E_{kin}^{th} + E_{kin}^{tm} - E_f \text{ [J]} . \qquad (2)$$

Kinetická energie E_{kin}^{th} odpovídá práci, kterou vykoná síla vyvolaná pórovým tlakem na průmět odštěpující se plochy v okamžiku odprýsknutí, kinetická energie E_{kin}^{tm} odpovídá uložené elastické energii a E_f je lomová energie odpovídající časovému okamžiku oddělení odprýsknuté částice.

Dále budeme studovat vliv uvedených jevů na lokální odprýskávání povrchu betonové stěny vystavené účinkům teplotního zatížení při požáru. Stanovíme kvantitativní podíl kinetické energie E_{kin}^{th} odpovídající hydro-termálním procesům, E_{kin}^{tm} odpovídající termo-mechanickým procesům, a následně výslednou kinetickou energii dle (2),

kde $$E_f = G_f A_f \text{ [J]} \qquad (3)$$

značí lomovou energii spotřebovanou v průběhu odprýsknutí, G_f [J m^{-2}] značí specifickou lomovou energii a A_f [m^2] značí lomovou plochu (*obr. 1*).



Obr. 1. Schéma lokálního odštěpování povrchu betonových konstrukcí při vysokých teplotách

Hydro-termální procesy

V případě hydro-termálních procesů uvažujme sílu vyvolanou pórovým tlakem P na průmět odštěpující plochy v čase $t \in (0, t_F)$

$$F(t) = [P(t) - P_{\text{atm}}]\, A = ma_p\,(t) , \qquad (4)$$

kde t_F značí okamžik vyrovnání pórového tlaku $P(t)$ hodnotě tlaku atmosférického P_{atm}. Časový vývoj tlaku v trhlině následující okamžik odštěpení lze modelovat vazbou pro polytropický děj

$$P(t)\; V(t)^n = P_{\text{in}}\; V_{\text{in}}^n = \text{konst.}, \qquad (5)$$

kde polytropický exponent $n \in (1, \kappa)$ leží mezi hodnotou 1 (izotermický děj) a Poissonovou konstantou κ (adiabatický děj). V rovnici (5) $V(t)$ představuje pórový objem

$$V(t) = V_{\text{in}}\, Au_p\,(t) , \qquad (6)$$

kde $u_p(t)$ [m] značí dráhu, kterou urazí odštěpená částice v časovém okamžiku t, V_{in} je počáteční objem pórů před odštěpením při lomové ploše A_f a P_{in} značí lokální hodnotu pórového tlaku při odprýsknutí. Uvážením (4), (5) a (6) odvodíme diferenciální rovnici pohybu odprýsknuté částice ve tvaru

$$\left[P_{in} \left(\frac{V_{in}}{V_{in} + Au_p(t)} \right)^n - P_{atm} \right] A = m_p \frac{\mathrm{d}^2 u_p(t)}{\mathrm{d}t^2} . \qquad (7)$$

Řešením diferenciální rovnice (7) získáme dráhu, kterou urazí odštěpená částice v časovém okamžiku t, a následně můžeme vyjádřit odpovídající kinetickou energii dle vztahu

$$E_{kin}^{th} = \frac{1}{2} m_p \left[\frac{\mathrm{d}u_p(t)}{\mathrm{d}t} \right]^2 . \qquad (8)$$

Ke stanovení kinetické energie je nutné znát rozložení teploty a pórových tlaků (případně vlhkosti) v konstrukci v podmínkách požáru. Matematický popis transportu vlhkosti a vedení tepla vychází z obecných zákonů zachování hmoty a energie. Bilanční rovnice transportu vlhkosti a vedení tepla v betonu tak reprezentují soustavu parciálních diferenciálních rovnic ve tvaru:

– bilance vlhkosti

$$\frac{\partial w}{\partial t} + \frac{\partial J_w}{\partial x} = I_M ; \qquad (9)$$

– bilance tepelné energie

$$\frac{\partial}{\partial t}\left[\rho_s C_s T + w C_M T\right] + \frac{\partial}{\partial x}\left[q_{sd} + q_{sv} + q_{wd} + q_{wv}\right] = I_h , \qquad (10)$$

kde w, T a P značí tři hledané neznámé fyzikální veličiny, a to vlhkost [kg m^{-3}], teplotu [K] a pórový tlak [Pa]. $\rho_s C_s$ je objemová tepelná kapacita betonového skeletu [J m^{-3} K^{-1}], C_M specifické teplo vlhké fáze (voda + vodní pára) [J kg^{-1} K^{-1}], I_M a I_h značí zdrojové členy vlhkosti a tepla uvnitř konstrukce. V rovnicích (9) a (10) dále značí:

J_w – difúzní tok vlhkosti,
q_{sd} – tepelný tok difúzí ve skeletu,
q_{sv} – konvektivní složku přenosu tepelné energie ve skeletu,
q_{wd} – tepelný tok difúzí ve vlhkostní fázi,
q_{wv} – konvekci tepla transportem vlhkosti.

Snadnou úpravou rovnice (10) získáme:

$$\frac{\partial}{\partial t}\left[\rho_s C_s T\right] + w\frac{\partial}{\partial t}\left[C_M T\right] + C_M T\frac{\partial w}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}\left[q_{sd} + q_{wd}\right] + \frac{\partial}{\partial x}\left[C_M T J_w\right] = I_h \qquad (11)$$

a sloučením obou rovnic (9) a (11) dostaneme po úpravě

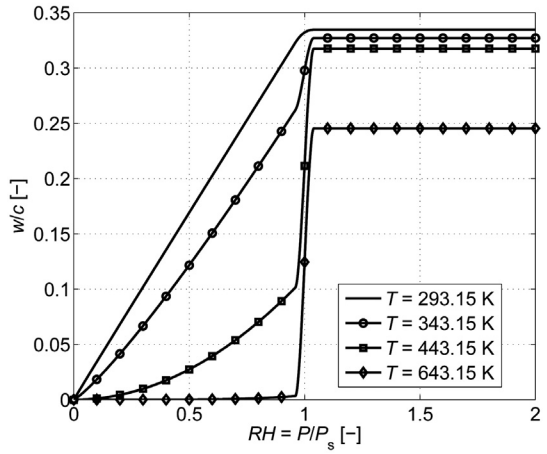
$$\frac{\partial}{\partial t}\left[\rho_s C_s T\right] + w\frac{\partial}{\partial t}\left[C_M T\right] + \frac{\partial}{\partial x}\left[q_{sd} + q_{wd}\right] + J_w\frac{\partial}{\partial x}\left[C_M T\right] = I_h - TC_M I_M . \qquad (12)$$

Tři neznámé fyzikální veličiny w (vlhkost), T (teplota) a P (pórový tlak) jsou vzájemně provázány vztahem

$$w = w\,(P, T) , \qquad (13)$$

tzv. rovnicí sorpční izotermy. Sorpční izotermy vyjadřují závislost mezi vlhkostí w a pórovým tlakem P při dané teplotě T. Tvar rovnice (13) lze nalézt například v [2]. Průběh sorpčních izoterem v prezentovaném modelu je uveden na *obr. 2*.

Sorpční izotermy charakterizují sorpční procesy v porézním materiálu (např. betonu), které odpovídají rovnovážnému stavu vlhkosti ve struktuře betonu při dané teplotě. Stav vlhkosti v rovnovážném stavu má obecně různé hodnoty



Obr. 2. Sorpční izotermy betonu

podle toho, jakým způsobem ho bylo dosaženo. Porézní materiál se tak projevuje hysterezí. Závislost sorpčních izoterem na historii sorpčních procesů je zapříčiněna řadou faktorů, především vlastní strukturou pórů s rozdílnými průřezy a povrchovým napětím. Při pomalých procesech je možné aproximovat sorpční jevy výše uvedeným rovnovážným přístupem a použít sorpční křivky měřené při ustáleném stavu.

Rychlost proudění vlhkosti v betonu (hustota toku), kterou dosadíme do rovnice kontinuity, je obecně vyjádřena Darcyho zákonem

$$J_w = -\frac{a(T,w)}{g}\frac{\partial P}{\partial x}. \tag{14}$$

Hustotu tepelného toku ve směru toku tepla uvažujeme ve tvaru Fourierova zákona

$$q_{sd} + q_{wd} = -\lambda(T,w)\frac{\partial T}{\partial x}. \tag{15}$$

Zde $a(T,w)$ [m s^{-1}] značí permeabilitu vlhkého betonu, $\lambda(T,w)$ [Wm^{-1}K^{-1}] tepelnou vodivost betonu a g [m s^{-2}] gravitační zrychlení.

Za výše uvedených předpokladů pro konstitutivní vztahy přejdou bilanční rovnice popisující transport vlhkosti a šíření tepla v konstrukci při vysokých teplotách do výsledné podoby

$$\frac{\partial w}{\partial t} - \frac{\partial}{\partial x}\left[\frac{a(T,w)}{g}\frac{\partial P}{\partial x}\right] = \frac{\partial d}{\partial t} \tag{16}$$

a

$$\frac{\partial}{\partial t}\left[\rho_s C_s T\right] + w\frac{\partial}{\partial t}\left[C_M T\right] - \frac{\partial}{\partial x}\left[\lambda(T,w)\frac{\partial T}{\partial x}\right] + \\ + J_w\frac{\partial}{\partial x}\left[C_M T\right] = I_h - TC_M\frac{\partial d}{\partial t}. \tag{17}$$

Dosáhne-li teplota v betonu 105 °C, začíná proces dehydratace, tj. uvolnění chemicky vázané vody při rozkladu hydrosilikátu vápenatého (C-S-H), který dále pokračuje při zvyšující se teplotě [13]. Dehydrataci betonu lze popsat funkcí d, vyjadřující množství vody uvolněné při tomto procesu. Časový vývoj dehydratace není okamžitý proces a lze jej popsat diferenciální rovnicí ve tvaru [5]

$$\frac{\partial d}{\partial t} = -\frac{1}{\tau}\left(d - d_{eq}(T)\right), \tag{18}$$

kde $d_{eg}(T)$ je množství vody v podmínkách termodynamické rovnováhy za dané teploty (stanovené z termo-gravimetrických testů), uvažované vztahem

$$d_{eq}(T) = \frac{7.5}{100}d_{eq}^{105°C}\left[1-\exp\left(-\frac{T-105}{200}\right)\right]H(T-105), \tag{19}$$

kde H značí Heavisideovu funkci a $d_{eg}^{105°C}$ je množství vody při teplotě 105 °C (za rovnovážných podmínek).

Pro soustavu bilančních rovnic je třeba doplnit příslušné okrajové a počáteční podmínky. Okrajové podmínky vyjadřují přestup tepelné energie a transfer vlhkosti přes povrch uvažované konstrukce. V případě povrchu vystaveného působení tepelného zatížení vlivem požáru uvažujeme okrajové podmínky ve tvaru

$$-\frac{a(T,w)}{g}\frac{\partial P}{\partial n} = \beta_c\left(P - P_a\right) \tag{20}$$

a

$$-\lambda(T,w)\frac{\partial T}{\partial n} = \alpha_c\left(T - T_a\right) + e\sigma_0\left(T^4 - T_a^4\right). \tag{21}$$

Zde α_c a β_c značí přestupní součinitele, e emisivitu, σ_0 je Stefanova-Boltzmannova konstanta, T_a představuje okolní teplotu a P_a okolní tlak.

V případě, že povrch stěny je vystaven běžným atmosférickým podmínkám (tj. povrch není vystaven požáru a není tepelně ani vlhkostně izolován), položíme v (21) $e = 0$. Konečně, uvažujeme-li $e = 0$ a položíme-li $\alpha_c = 0$ či $\beta_c = 0$, získáme okrajové podmínky popisující izolovaný povrch stěny (proti přestupu tepla či vlhkosti).

Počáteční podmínky vyjadřují rozložení neznámých veličin w, T a P v okamžiku vzniku požáru. S ohledem na rovnice sorpčních izoterem lze jen dvě veličiny volit nezávisle, třetí veličinu je poté nutné vypočítat ze stavové rovnice. V našem případě volíme teplotu T [K] a pórový tlak P [Pa] (resp. relativní vlhkost $RH = P/P_s$), tj.

$$T(0) = T_0 \text{ a } P(0) = P_0 \text{ v počátečním stavu } t = 0. \tag{22}$$

Termo-mechanické procesy

V případě termo-mechanických procesů uvažujeme kinetickou energii

$$E_{kin}^{tm} = U = \frac{1}{2}\int_{\Omega}\sigma : \varepsilon^e d\Omega, \tag{23}$$

kde U [J] značí elastickou energii, Ω [m^3] je objem odštěpené částice, σ [Pa] je napětí a ε^e [-] značí elastickou deformaci. Za předpokladu jednorozměrné úlohy lze absolutní hodnotu normálového napětí určit zjednodušeně ze vztahu

$$|\sigma| = \min\{E(T)\,[\varepsilon^{th}(T) + \varepsilon^{lits}(\sigma,T)]; f_c(T)\}, \tag{24}$$

kde $\varepsilon_{th}(T)$ značí teplotně závislé poměrné teplotní přetvoření, $\varepsilon^{lits}(\sigma,T)$ představuje teplotní přetvoření indukované při mechanickém zatížení betonu, $E(T)$ značí Youngův modul pružnosti a $f_c(T)$ tlakovou pevnost při dané teplotě T [8], [14]. Teplotní přetvoření vyvolané zatížením ε^{lits} uvažujeme ve shodě s [11]

$$\varepsilon^{lits}(\sigma,T) = -k_{lits}\frac{\sigma}{f_{c,0}}\varepsilon^{th}(T), \tag{25}$$

kde k_{lits} 1,7 ~ 2,35 [-].

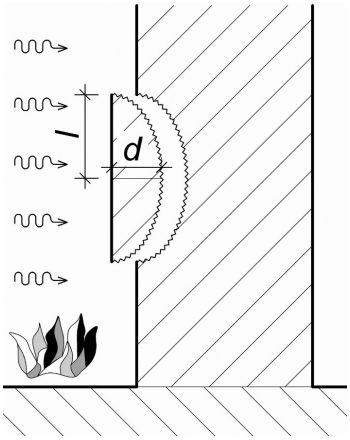
Lokální odštěpování povrchu betonové konstrukce

Celková kinetická energie odštěpené částice se stanoví podle (2). S využitím (3), (8) a (23) můžeme psát

$$E_{kin} = \frac{1}{2} m_p \left[\frac{\mathrm{d}u_p(t)}{\mathrm{d}t} \right]^2 + \frac{1}{2} \int_{\Omega} \frac{\sigma(T)^2}{E(T)} d\Omega - G_f A_f . \qquad (26)$$

Výpočet probíhá iterativně. Postupně se zvětšuje šířka odštěpené částice d, která má tvar půlelipsoidu (*obr. 1*, *obr. 3*), na základě zadaného poměru $\alpha_d = l/d$ se dopočítá její výška, a následně další parametry (objem, hmotnost, povrch, lomová energie atd.), a stanoví se kinetická energie ze vtahu (26). K odštěpení částice daného tvaru a rozměrů dojde za předpokladu splnění podmínky $E_{kin} > 0$ (tedy $E_{kin}^{th} + E_{kin}^{tm} > E_f$). Rychlost pohybu odštěpené částice lze pak určit ze vztahu

$$v = \left(\frac{2E_{kin}}{m_p} \right)^{1/2} [\mathrm{m\ s^{-1}}]. \qquad (27)$$

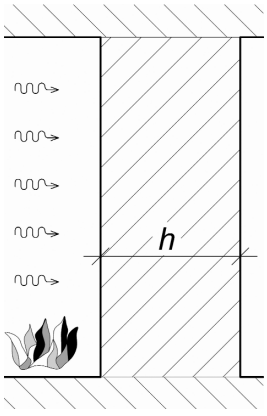


Obr. 3. Geometrie odštěpené částice, $\alpha_d = l/d$

Numerické řešení a předpověď tepelného odprýsknutí

Vzhledem k nelinearitě popsaného matematického modelu není možné nalézt jeho analytické řešení a je třeba přistoupit k řešení numerickému. Diskretizace dle prostorových proměnných je provedena metodou konečných prvků, časová diskretizace semi-implicitním schématem [3].

Numerický algoritmus byl prostřednictvím matematického nástroje MATLAB [9] implementován do výpočetního programu HygroThermAnalysis 2.0 [12]. Přibližným řešením bilančních rovnic (a zahrnutím rovnice sorpčních izoterem) lze získat numerickou aproximaci neznámých veličin w, T a P v jednotlivých časových krocích. Průběh teploty a pórového tlaku je dále využit k výpočtu akumulované energie.



Obr. 4. Betonová stěna jednostranně vystavená požáru

Možnosti modelu jsou prezentovány na příkladu oboustranně vetknuté betonové stěny tloušťky h = 0,08 m, vystavené požáru z jedné strany (*obr. 3*). Povrch stěny odvrácený od požáru je vystaven okolním atmosférickým podmínkám.

Tab. 1. Materiálové parametry betonu

Označení	Jednotka	Hodnota	Fyzikální veličina
λ_{d0}	$\mathrm{W\,m^{-1}\,K}$	1,67	tepelná vodivost (při počáteční teplotě)
a_0	$\mathrm{m\,s^{-1}}$	10^{-13}	permeabilita betonu (při počáteční teplotě)
g	$\mathrm{m\,s^{-2}}$	9,806	gravitační zrychlení
ρ_s	$\mathrm{J\,m^{-3}\,K^{-1}}$	2 400	hustota skeletu
C_s	$\mathrm{J\,kg^{-1}\,K}$	900	specifické teplo skeletu
C_M	$\mathrm{J\,kg^{-1}\,K}$	2 080	specifické teplo vlhké fáze
c	$\mathrm{kg\,m^{-3}}$	300	množství cementu (objemová hmotnost)
w	$\mathrm{kg\,m^{-3}}$	100	množství záměsové vody
ϕ_0	[-]	0,1	počáteční pórovitost betonu
$f_{c,0}$	[MPa]	35	tlaková pevnost betonu (při počáteční teplotě)
G_f	[$\mathrm{Jm^{-2}}$]	200	specifická lomová energie
E_0	[Pa]	$20{\cdot}10^9$	Youngův modul pružnosti (při počáteční teplotě)
k_{lits}	[-]	2	Faktor LITS

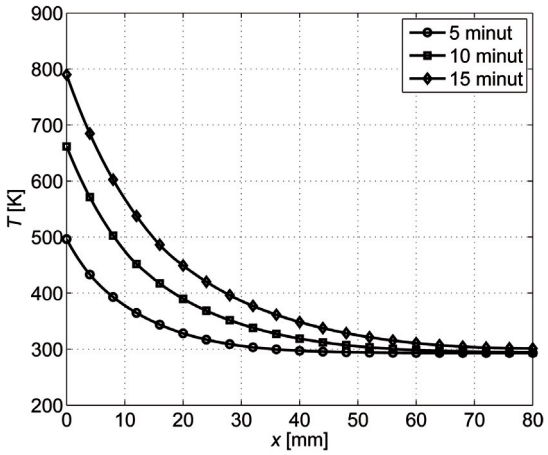
Tab. 2. Okrajové a počáteční podmínky

Označení	Jednotka	Hodnota	Fyzikální veličina
T_0	K	293,15	počáteční teplota
RH_0	[-]	0,5	počáteční relativní vlhkost
β_c	$\mathrm{ms^{-1}}$	0,019	součinitel přestupu vlhkosti
α_c	$\mathrm{W\,m^{-2}\,K^{-1}}$	25	součinitel přestupu tepla na straně požáru
		9	součinitel přestupu tepla na odvrácené straně
e	[-]	0,7	emisivita povrchu stěny
σ_0	$\mathrm{W\,m^{-2}\,K^{-4}}$	$5{,}67{\cdot}10^{-8}$	Stefanova-Bolzmannova konstanta
T_a	K	ISO 834	teplota okolí na straně požáru
		293,15	teplota okolí na odvrácené straně
P_a	Pa	P_0	tlak okolí

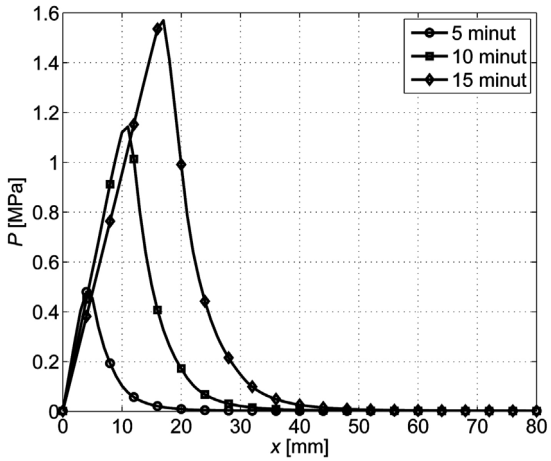
Návrhový požární scénář je modelován pomocí normové teplotní křivky (ISO 834) [4]. Materiálové vlastnosti betonu jsou shrnuty v *tab. 1*, počáteční a okrajové podmínky v *tab. 2*.

Obrázky 5 a *6* znázorňují průběh teploty a pórového tlaku po šířce stěny, stanovený numerickým řešením transportní úlohy, přičemž x [mm] představuje vzdálenost od povrchu stěny vystaveného požáru.

Grafy na *obr. 7* až *obr. 9* zobrazují dílčí kinetické energie odpovídající hydro-termálním, resp. termo-mechanickým procesům, jejich součet a lomovou energii v závislosti na předpokládaném rozměru d [mm] odštěpené povrchové částice pro různé volby poměru poloos $\alpha_d = l/d$ (*obr. 3*) a pro různý čas. Na základě uvedených výsledků lze stanovit riziko odprýsknutí částice daného tvaru a rozměrů dle podmínky $E_{kin} = E_{kin}^{th} + E_{kin}^{tm} - E_f > 0$ (resp. $E_{kin} = E_{kin}^{th} + E_{kin}^{tm} > E_f$).



Obr. 5. Průběh teploty v čase 5, 10 a 15 minut

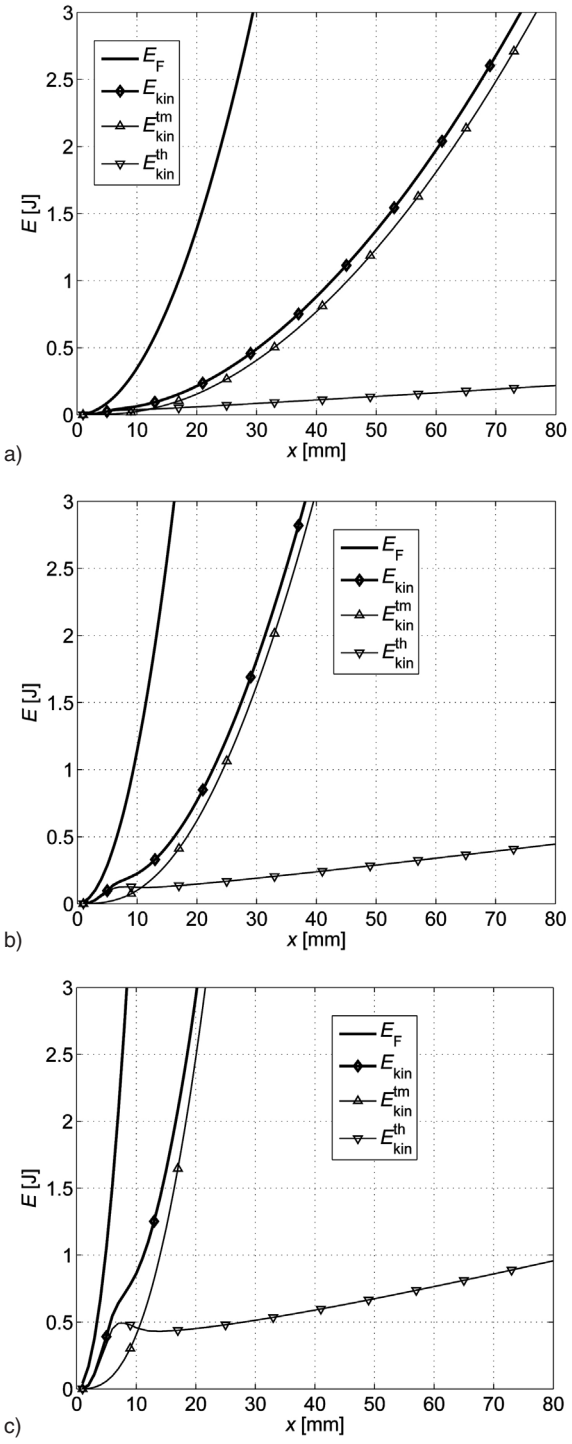


Obr. 6. Průběh pórového tlaku v čase 5, 10 a 15 minut

Z *obrázku 7* je zřejmé, že při trvání požáru t = 5 minut k lokálnímu odštěpování nedochází, neboť i se zvyšujícím se poměrem α_d zůstává hodnota celkové uložené kinetické energie pod hodnotou lomové energie. Po deseti minutách vystavení požáru již v některých případech lokální odštěpení nastane (*obr. 8*). Při α_d = 4 dochází k odprýskávání povrchových částic o šířce $d \cong$ 10-15 mm, při α_d = 8 odštěpují částice o šířce $d \cong$ 9-16 mm. Při trvání požáru t = 15 minut dochází k lokálnímu odštěpování vždy, bez ohledu na velikost α_d. Hodnota α_d určuje pouze velikost (šířku) odštěpených částic, která se pohybuje mezi 10–40 mm (*obr. 9*).

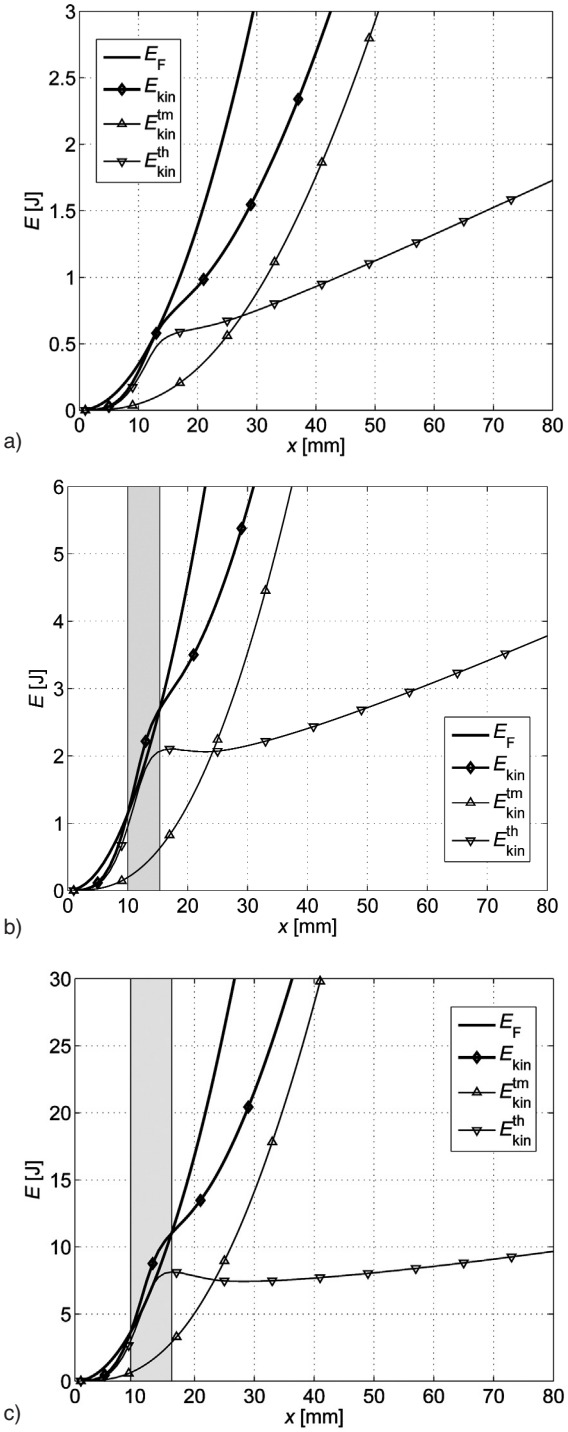
Vzhledem k tomu, že poměr α_d je jedním z parametrů vstupujících do uvedeného modelu lokálního odštěpení, je nutné provést podrobnější analýzu vlivu hodnoty α_d na výsledné posouzení rizika odštěpování.

Dosavadní zkušenosti ukazují, že pokud u prvku vystaveného požáru nastane odštěpování, mají odštěpující částice různé rozměry i různý poměr těchto rozměrů (různou hodnotu α_d). Na *obrázku 10* je provedena studie vlivu hodnoty α_d na výsledné posouzení rizika odštěpování (pro výše uvedený příklad). Poměr α_d je uvažován v rozmezí 1 až 100. Je zřejmé, že až na ojedinělý případ (vystavení požáru po dobu 10 minut, α_d = 1 a α_d = 2, viz *obr. 10b*) nemá změna hodnoty α_d vliv na výsledek posouzení odštěpování. Pro daný čas vystavení požáru buď prokazatelně dojde (*obr. 10c*, *d*), nebo naopak nedojde (*obr. 10a*) k odštěpení (resp. porušení trhlinami), a to bez ohledu na hodnotu α_d. Z obrázku je také patrné, že dokonce i šířka odštěpujících částic d se při změně

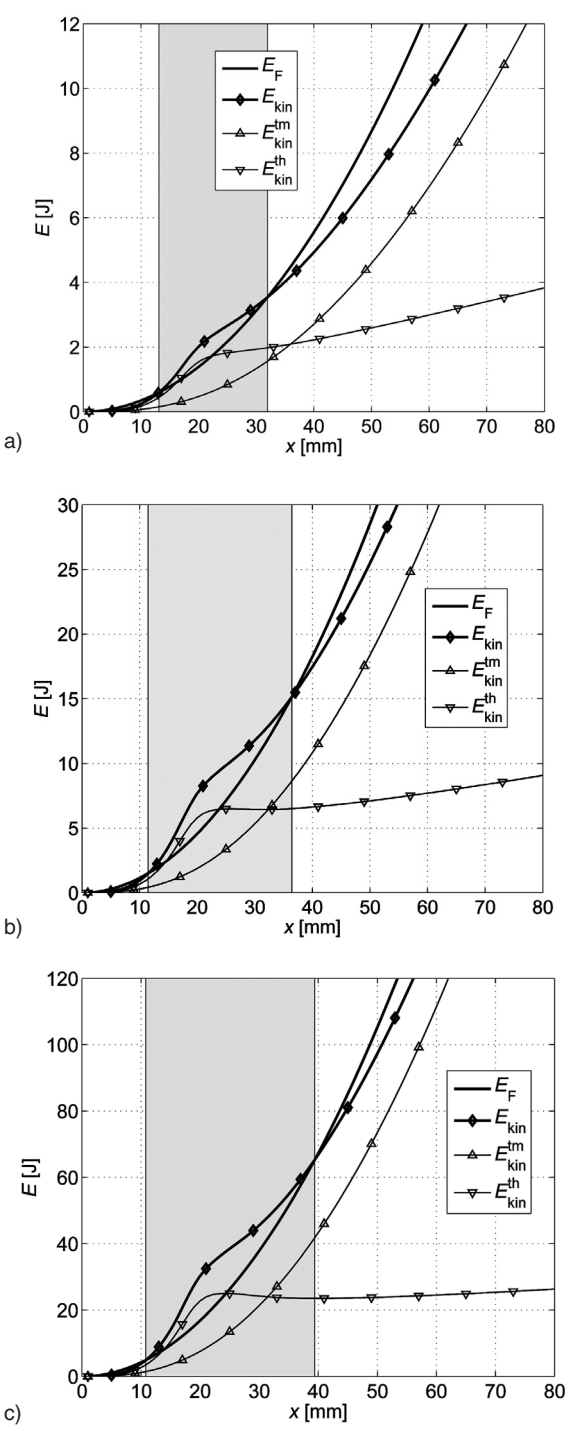


Obr. 7. Porovnání energií
a) t = 5 minut, α_d = 2; b) t = 5 minut, α_d = 4;
c) t = 5 minut, α_d = 8

hodnoty α_d příliš nemění. Případ na *obr. 10d*, kde velikost odštěpené částice dosahuje tloušťky stěny, lze interpretovat tak, že dojde k porušení stěny trhlinami přes celou tloušťku stěny. Rychlost odštěpujících částic pro případy uvedené na *obr. 10c*, *d* je znázorněna na *obr. 11*. Je nutné si uvědomit, že ačkoli hodnota α_d nemá vliv na posouzení toho, zda k odštěpování dojde nebo nedojde, a dokonce ani na to, jakou šířku d budou odštěpující částice mít, je hodnota α_d zcela zásadní s ohledem na účinek případného odštěpování. Pokud např. vychází, že odštěpí částice šířky d = 10 mm, přičemž α_d se uvažuje rovno 2, nejde z hlediska požární odolnosti o zásad-



Obr. 8. Porovnání energií
a) t = 10 minut, α_d = 2; *b)* t = 10 minut, α_d = 4;
c) t = 10 minut, α_d = 8

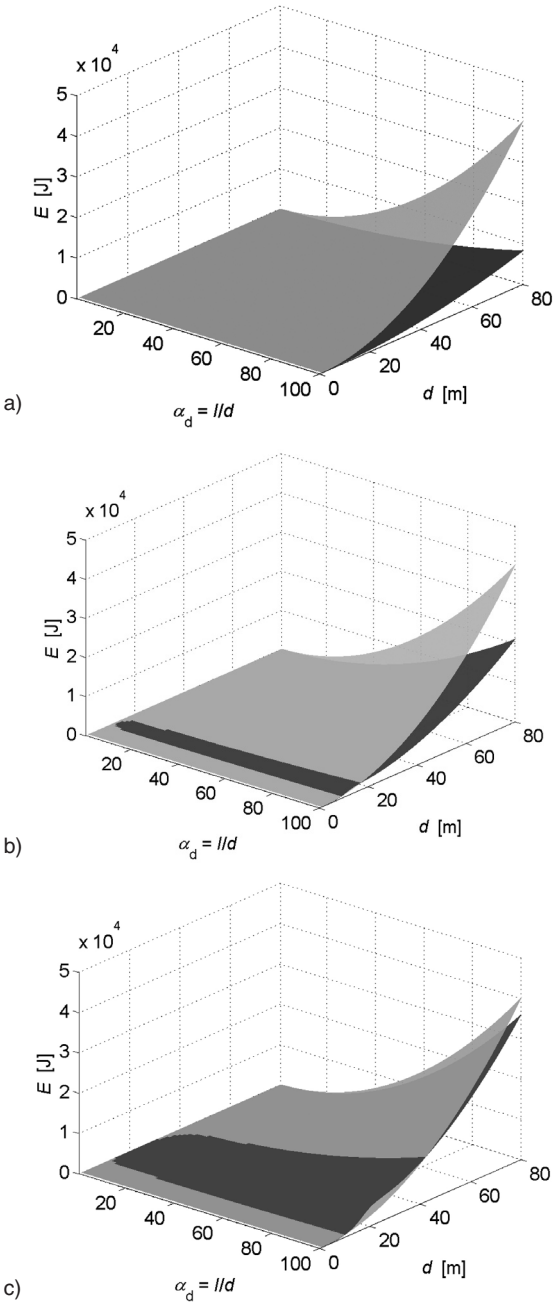


Obr. 9. Porovnání energií
a) t = 15 minut, α_d = 2; *b)* t = 15 minut, α_d = 4;
c) t = 15 minut, α_d = 8

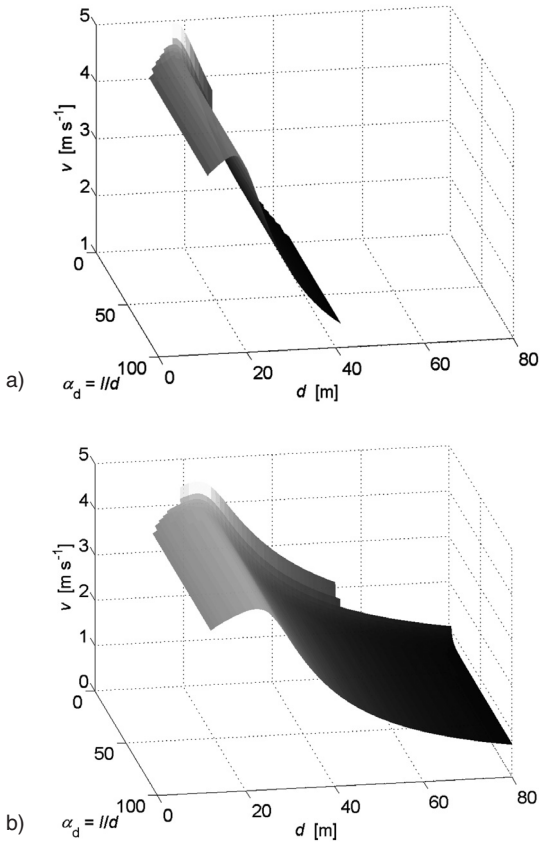
ní problém (odštěpující částice budou mít velikost 4x4x1 cm). Pokud však ve stejném případě bude α_d = 40, znamená to, že odštěpí značná část povrchu konstrukce (částice o rozměrech 80x80x1 cm), což může mít na její požární odolnost zásadní vliv. Z uvedeného vyplývá, že význam popsaného modelu spočívá především v tom, že pomocí něj lze prokázat, kdy pro danou konstrukci odštěpování nenastane (viz *obr. 10a*). Pokud výsledky stanovené uvedeným modelem naznačují, že k odštěpování dojít může (viz obr. *10a*, *b*, *c*), je nutné provést podrobnější posouzení pro stanovení rozsahu odštěpení, případně navrhnout opatření, která odštěpování omezí.

Závěr

V článku byl popsán hydro-termo-mechanický model pro posouzení odprýskávání povrchu betonových konstrukcí. Byly uvedeny rovnice popisující transportní procesy ve vlhkém betonu vystaveném požáru a popsán princip posouzení rizika odštěpování založený na přístupu lomové mechaniky.



Obr. 10. Studie vlivu hodnoty α_d na výsledek posouzení odštěpování plochy energií E_{kin} (tmavě šedá), E_f (světle šedá); a) 5 minut, b) 10 minut, c) 15 minut, d) 20 minut



Obr. 11. Rychlosti odštěpujících částic (pro případy na obr. 10c, d)

Možnosti využití modelu byly prezentovány na konkrétním příkladu. Zvláštní pozornost byla věnována interpretaci výstupů stanovených pomocí uvedeného modelu a na hodnocení vlivu vybraných parametrů na výsledné posouzení odštěpování.

Článek vznikl za podpory projektů 1M0579 MŠMT (Výzkumné centrum CIDEAS) a MSM 6840770001 a projektu Studentské grantové soutěže ČVUT č. SGS11/ /001/OHK1/1T/11.

Literatura

[1] Bažant, Z. P.: Analysis of Pore Pressure, Thermal Stress and Fracture in Rapidly Heated Concrete. International Workshop on Fire Performance of High-Strength Concrete (1997), 155-164.

[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] 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 press), 2011.

[4] Beneš, M. – Štefan, R.: Povrchové odštěpování betonových konstrukcí při požáru. Stavební obzor, **20**, 2011, č. 6, s. 161-166.

[5] Feraille-Fresnet, A. – Tamagny, P. – Ehrlacher, A. – Sercombe, J.: Thermo-hydro-chemical modelling of a porous medium submitted to high temperature: An application to an axisymmetrical structure. Math. Comp. Modelling. Vol. 37, Iss. 5-6, 2003, 641-650.

[6] Gawin, D. – Pesavento, F. – Schrefler, B. A.: Towards prediction of the thermal spalling risk through a multi-phase porous media model of concrete. Comput. Methods Appl. Mech. Engrg. 196 (2006), 5707-5729.
[7] Khoury, G. A. – Anderberg, Y.: Fire safety design. Concrete spalling review. Swedish National Road Administration, 2000.
[8] Li, L.-Y. – Purkiss, J.: Stress-strain constitutive equations of concrete material at elevated temperatures. Fire Safety J. 40 (2005), 669-686.
[9] MATLAB, Ver. 7.6.0.324 (R2008a). The MathWorks, 2008.
[10] Procházka, J. – Štefan, R. – Beneš, M.: Software pro modelování odštěpování betonu při požáru. Beton TKS, 2011 (zasláno k publikování).
[11] Ring, T. – Zeiml, M. – Lackner, R.: Structural Behavior of Tunnels under Fire Loading Including Spalling and Load Induced Thermal Strains. In: Computational Modelling of Concrete Structures – EURO-C 2010. London, CRC Press 2010, 797-804.
[12] Štefan, R. – Beneš, M.: HygroThermAnalysis [software online]. Prague: CTU in Prague, Faculty of Civil Engineering, Dep. of Concrete and Masonry Structures, 2010-2011. URL: http://concrete.fsv.cvut.cz/~stefan/software/hta/hta.cz.htm
[13] Zadražil, T. – Vodák, F. – Klokočníková, H.: Změny struktury a pevnosti betonu vyvolané tepelným namáháním. Stavební obzor, **14**, 2005, č. 5, s. 141-143.
[14] Zeiml, M. – Lackner, R. – Mang, H. A.: Experimental insight into spalling behavior of concrete tunnel linings under fire loading. Acta Geotechnica 3 (2008), 295.

Sledování karbonatace vápenných omítek pomocí infračervené spektroskopie

Ing. Petra VOLFOVÁ
Ing. Hannah BENEŠOVÁ
doc. Ing. Milena PAVLÍKOVÁ, Ph.D.
ČVUT v Praze – Fakulta stavební

Článek se zabývá aplikací infračervené spektroskopie ke sledování karbonatace vápenných omítek. Průběh karbonatační reakce byl urychlen kondiciováním vzorků v klimatické komoře, která umožňuje vytvořit prostředí s vysokou koncentrací CO_2. Nejprve byly vzorky zkoušeny jednoduchou a rychlou kolorimetrickou metodou pomocí fenolftaleinu. Rychlost karbonatace byla upřesněna spektrální analýzou.

Monitoring the Carbonation of Lime Plasters by Infrared Spectroscopy

The article deals with the application of infrared spectroscopy for the monitoring of the lime plaster carbonation. The carbonation reaction process was accelerated by conditioning the specimens in the climatic chamber, which allows creating an environment with high CO_2 concentrations. The specimens were first tested using a simple and fast colorimetric method based on fenolphtalein. The carbonation speed was further specified with a greater accuracy by spectral analysis.

Úvod

Infračervená spektroskopie, jež patří do rozsáhlé skupiny optických instrumentálních metod, je založena na interakci vzorku s elektromagnetickým zářením. Jde o velice přesnou a efektivní nedestruktivní analytickou metodu. Získané hodnoty vibračních energií mají souvislost s pevností vazeb, molekulovou geometrií a hmotností jader, tzn. s molekulovou strukturou. Přestože infračervená spektroskopie bývá využívána při zkoumání makroskopických vzorků, její podstatou je interakce mikročástic tvořících tento makroskopický objekt s infračerveným zářením.

Infračervená spektroskopie s Fourierovou transformací (FTIR) nabízí rychlost a citlivost měření a použití řady metod [1]. Nejflexibilnější je potlačená celková reflektance (ATR) neboli mnohočetná vnitřní reflexe (MIR). Nejčastěji se využívá k získání infračervených spekter silně absorbujících kapalin, sypkých vzorků či tlustších vrstev.

V článku je metoda aplikována na zkoumání postupující karbonatace vápenných omítek. Karbonatační reakce byla urychlena působením vysoké koncentrace CO_2 na vzorky umístěné v klimatické komoře [2]. Portlandit je vysoce alkalický materiál, zatímco kalcit je neutrální. Tuto změnu alkality je možné využít ke zjištění změn ve stavu čerstvého a karbonatovaného vápna pomocí rozličných metod.

Materiály a podmínky experimentu

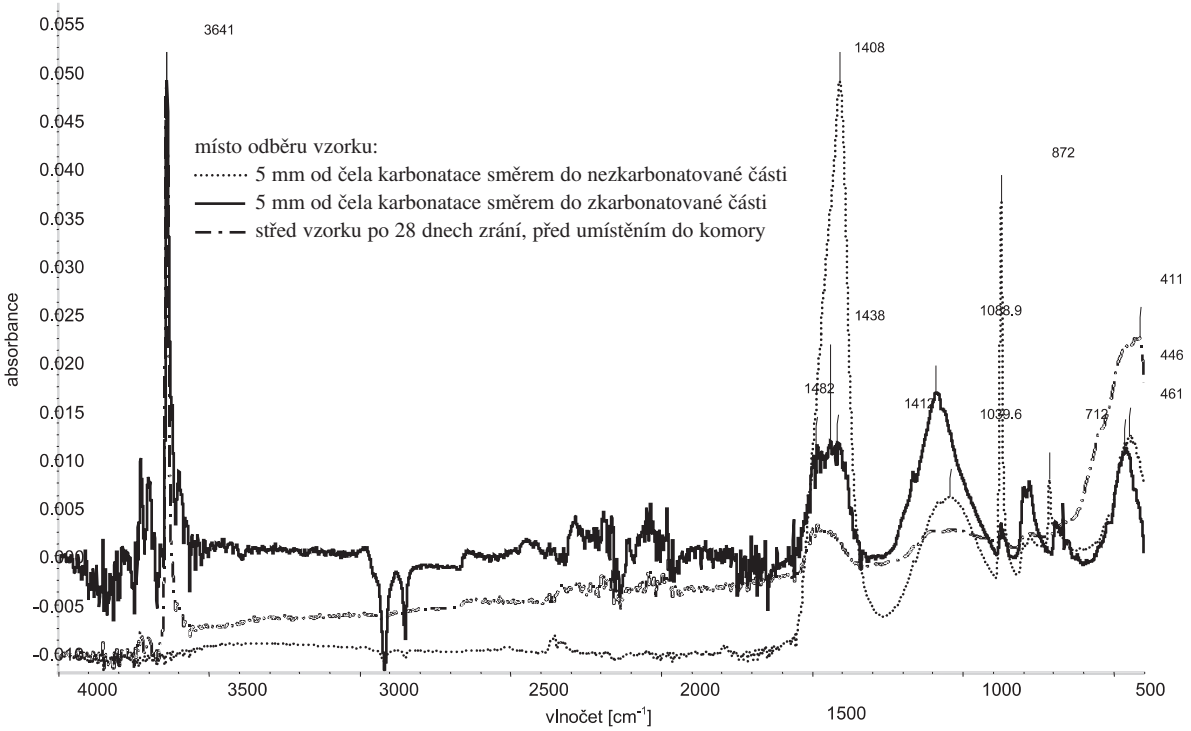
Vzorky omítek byly připraveny z vápenného hydrátu L90 s velikostí částic 90 μm (Vápenka Mokrá). Z největší části (92,2-96,6 %) je tvořen z $Ca(OH)_2$, zbytek představují příměsi a nečistoty (0,4-1,5 % CO_2, 0,4-0,8 % MgO a 0,1-0,3 % SO_3). Jako plnivo byl použit tříděný křemičitý písek z Bratčic, namíchaný ze tří frakcí 0,08/0,5; 0,5/1 a 1/2 mm v poměru 1:1:1. Část vzorků, omítka značená VOM, byla připravena s pucolánově aktivní přísadou, konkrétně s metakaolinem Mefisto K05 (České lupkové závody Nové Strašecí) [3]. Výchozí poměr jednotlivých složek v omítkové směsi byl 1:3:1 (pojivo:plnivo:voda). U omítky modifikované metakaolinem byl zvýšen poměr pojiva o čtvrtinu přidáním pucolánové příměsi. Pro zajištění reprodukovatelnosti výsledků měření je nezbytné dodržet přesný postup přípravy jednotlivých vzorků a zachovat konstantní experimentální podmínky. Dále bylo nutné vyřešit formování a ukládání vzorků tak, aby nedocházelo ke kontaminaci a jejich znehodnocení pro spektrální analýzu. Po navážení jednotlivých složek záměsi na přesných laboratorních váhách byla směs připravena v míchačce odpovídající normovým požadavkům na provedení a počtu otáček během zkoušky. Po zamíchání byly směsi zhutněny patnácti rázy do plastové válcové formy ∅ 7 cm a výšce h = 10 cm vymazané tenkou vrstvou technického oleje. Vzorky byly poté jednou denně vlhčeny rozprašovačem po dobu tří dnů. Po vyjmutí z forem byly ponechány po dobu 25 dní při 22±5 °C a relativní vlhkosti vzduchu 40±10 %.

Před zahájením experimentu byl na vzorky po obvodu a z jedné strany nanesen epoxid, a tím zajištěn jednorozměrný transport CO_2. Poté byly vloženy do komory Nuire GT2000 se stálou teplotou 30 °C a vlhkostí 70±10 %. Rychlost postupu karbonatace byla měřena při dvou různých koncentracích CO_2, a to 10 % a 5 %. Při zrychlených zkouškách karbonatace se používají vysoké koncentrace, řádově několik desítek procent. Běžná koncentrace CO_2 v městském prostředí je 225-300 ppm [4]. Námi zvolené koncentrace CO_2 byly řádově stokrát vyšší, než je běžná koncentrace tohoto plynu v pražském ovzduší.

Vzorky byly v předem určených časových intervalech podélně rozříznuty ruční pilkou a fenolftaleinovou analýzou na polovině stanovena hloubka čela karbonatace [5]. Druhá polovina, která nebyla fenolftaleinem kontaminována, byla vhodná k odběru vzorků pro analýzu spektrometrem. Bylo odebráno malé množství pojiva po celé délce vzorku v intervalech 5 mm. Po rozdrcení byl jemný prášek uzavřen ve váženkách do exsikátoru. Tímto postupem byla omezena další karbonatace, která by mohla ovlivnit následná měření.

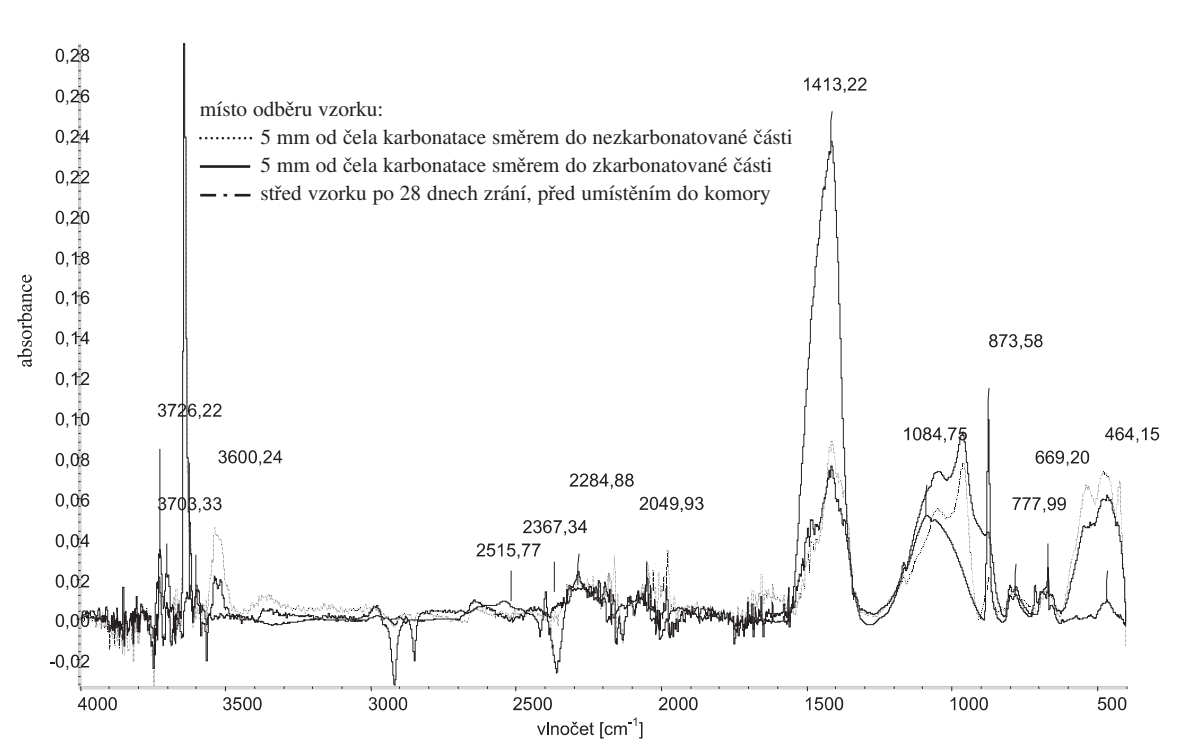
Spektrální analýza

Z exsikátoru byly vzorky postupně odebírány a podrobeny spektrální analýze na Spektrometru Nicolet 6700 (Ther-



Obr. 1. Výsledek spektrální analýzy vápenné omítky
seznam vlnových čísel a jim odpovídajících složek: 3641 – OH v pevné látce → $Ca(OH)_2$; 1482, 1413, 873, 712 – $CaCO_3$; 1 088 – vazba Si – O v silikátech; 778 – vazba Al – O v silikátech; 462 – vazba Fe – O v silikátech

mo Fischer Scientific). Spektrální rozsah přístroje je 4 000-400 cm^{-1} a využívá spektrální rozlišení 0,4 cm^{-1}. Detekce paprsků probíhá na pyroelektrickém detektoru HP DLaTGS, jako zdroj záření slouží vysoce intenzitní přístroj EverGloTM, jehož optika je opracovaná diamantem a je pozlacená. Technika zeslabené totální reflektance (ATR – Attenuated Total Reflectance), nazývaná též technika vícenásobného zeslabeného odrazu (FMIR – Frustrated Multiple



Obr. 2. Výsledek spektrální analýzy vápenné omítky s metakaolinem
seznam vlnových čísel a jim odpovídajících složek: 3702, 3726 – H_2O; 3640,3601 – OH v pevné látce → $Ca(OH)_2$; 2508 – 1979 – SO_4^{2-}; 1413, 1412, 873, 712 – $CaCO_3$, C_3S; 1 088 – vazba Si – O v silikátech; 778 – vazba Al – O v silikátech; 464 – C3S, C2S, C3A, vazba Fe – O v silikátech

Internal Reflectance), je založena na principu násobného úplného odrazu záření na fázovém rozhraní měřeného vzorku a měřicího krystalu vyrobeného z materiálu s vysokým indexem lomu, přičemž krystal je planární ve tvaru lichoběžníkového hranolu. Měřený vzorek, kusový, práškový i kapalný, který je v dokonalém kontaktu s krystalem ATR, absorbuje záření určité frekvence, tudíž je tato složka v totálně odraženém světle zeslabena. Penetrační hloubka do povrchu vzorku je do několika mikrometrů, v závislosti na zvoleném krystalu a nástavci, analyzuje se tedy pouze velmi tenká povrchová vrstva. Vzhledem k násobnému odrazu na fázovém rozhraní je výsledkem velmi kvalitní spektrum, jež je ekvivalentní transmisnímu spektru měřenému, např. v kyvetě, při tloušťce vzorku řádově desítek mikrometrů. Spektrum materiálu ATR je ovlivněno vlnovou délkou infračerveného záření, poměrem indexů lomu měřeného vzorku a ATR krystalu, efektivní dráhou záření, úhlem dopadu záření na fázové rozhraní a kontaktem mezi vzorkem a krystalem ATR. Pro zajištění reprodukovatelnosti měření je nutné pokrýt celou plochu krystalu vzorkem, popř. přitlačit vzorky na krystal definovanou silou. Pro měření s tímto krystalem je výhodné kusový vzorek nejprve homogenizovat v oscilačním mlýnu, popř. rozetřít v achátové misce. Pokud materiál, např. omítky, obsahuje křemenná zrna, je nutné před analýzou vzorek prosít, neboť křemen by mohl krystal poškodit.

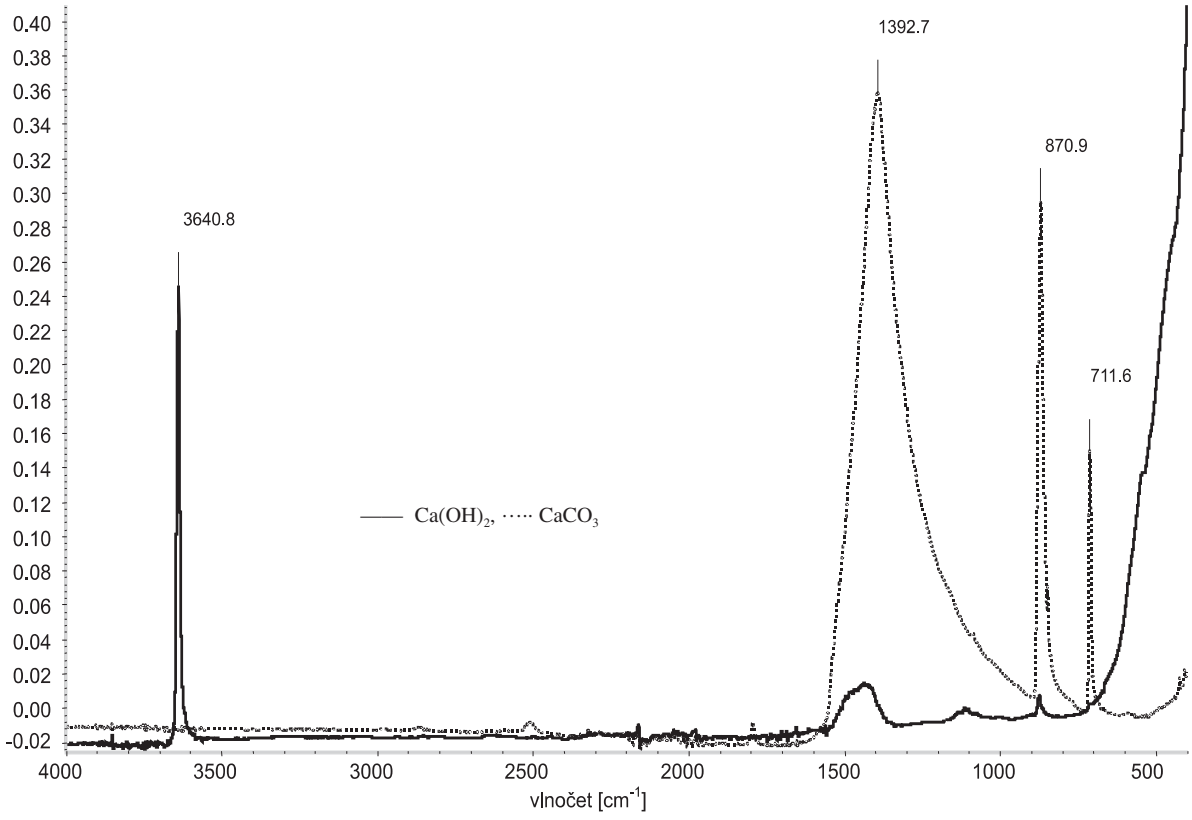
Měření a diskuze

Měření probíhala v laboratorních podmínkách při teplotě 22-25 °C a 45% relativní vlhkosti. V průběhu měření bylo nutné větrat, aby nedocházelo ke kontaminaci vzdušným CO_2, což se projevuje jako pík přibližně v oblasti 2 400–2 300 cm^{-1}. Karbonatace představuje přeměnu dvojné C=O vazby CO_2 na jednoduchou C-O vazbu v $CaCO_3$. Takto lze studováním charakteristických vrcholků funkčních skupin C-O o vlnovém rozmezí 1 410-1 510 cm^{-1} identifikovat karbonataci [6].

Nejprve byla u zatížených vzorků provedena zkouška fenolftaleinem, čímž bylo určeno čelo karbonatace. Dle Mayse [7] jím není rovná plocha, ale určité množství karbonatovaného kalcitu se vyskytuje i ve fenolftaleinem zbarvených oblastech. Následné ověřování pomocí infračervené spektrometrie prokázalo, že ve spektru vzorků odebraných 5 mm od čela karbonatace směrem do zkarbonatované části lze identifikovat výrazné píky pro $CaCO_3$ (1 482 cm, 1 413 cm, 873 cm, 712 cm^{-1}), zatímco pík pro $Ca(OH)_2$ (3 641 cm^{-1}) v tomto spektru chybí (*obr. 1*, *obr. 2*). Tento fakt svědčí o velmi ostrém čelu karbonatace. Je možné, že určité množství nezkarbonatovaného $Ca(OH)_2$ se může nacházet i v oblastech bližších než 5 mm, ovšem použitý rastr odebírání vzorků již zmenšit nelze (odběr vzorků probíhal ručně), protože by mohlo docházet k nežádoucím chybám měření. Ve spektru pro vzorek odebraný 5 mm od čela karbonatace směrem do zkarbonatované části se vyskytuje výrazný pík $Ca(OH)_2$, a zároveň i méně výrazný pík $CaCO_3$. Při porovnání tohoto spektra se spektrem nezkarbonatovaného vzorku před umístěním do komory však vidíme, že obě spektra obsahují $CaCO_3$. Pro porovnání byla naměřena také spektra čistého vápenného hydrátu a uhličitanu vápenatého (*obr. 3*).

Závěr

V článku byla popsána metoda infračervené spektroskopie a její uplatnění při sledování karbonatace vápenných omítek. Metoda se ukázala jako velice vhodná a efektivní. Příprava



Obr. 3. Spektra čistého vápenného hydrátu a uhličitanu vápenatého

vzorků pro analýzu není náročná, měření probíhá velice rychle a identifikace hledaných skupin je jednoznačná. Čelo karbonatace se při zrychlených zkouškách u vápenných omítek jeví jako ostrá oblast, jelikož se nepodařilo prokázat přítomnost $Ca(OH)_2$ ani v těsné blízkosti čela karbonatace.

Sledování karbonatace kolorimetrickou metodou pomocí fenolftaleinu je možné pouze v oblastech pro pH menší než 9. Místa s pH v rozmezí 9,0-11,5 nemohou být ověřována. Proti tomu ověření přítomnosti $CaCO_3$ pomocí infračervené spektroskopie s technikou ATR s diamantovým krystalem může být použito k měření i těch částí vzorku, jejichž pH se pohybuje mezi 8,3-11,5 [8]. Hloubka karbonatace, určená metodou FTIR, je tedy zhruba dvojnásobná proti hloubce identifikované kolorimetrickou metodou.

Pro stavební praxi je důležité si uvědomit, že výhradně používaná kolorimetrická metoda může sloužit pouze jako orientační ukazatel postupujícího čela karbonatace u materiálů na bázi vápna či cementu.

Článek vznikl za podpory projektu MSM 6840770031 MŠMT.

Literatura

[1] Horák, M. a kol.: Infračervená spektra a struktura molekul. Praha, Akademia 1976.

[2] Dheilly, R. M. – Tudo, J.: Influence of Climatic Conditions on the Carbonation of Quisklime. Journal of Materials Engineering and Performance, Vol. 7, 1998.

[3] Durability Properties of Innovative Plasters for Renovation of Historical Buildings (Pernicová, R. – Pavlíková, M. – Černý, R.: Durability of Building Materials and Components), 11. Istanbul: Cenkler Matbaacilik Tic. 2008, pp. 1267-1274.

[4] Davey, N.: A History of Building Materials. New York, Drake Publishers 1971.

[5] Villain, G. – Thiery, M.: Gammadensimetry: A method to determine drying and carbonation profiles in concrete. Paris, 2003.

[6] Cheng-Feng Chang – Jing-Wen Chen: The experimental investigation of concrete carbonation depth. Taiwan, 2003.

[7] Mays, T. J.: Determination of carbonation profiles in non-hydraulic lime mortars using thermogravimetric analysis. Bath, 2006.

[8] Farcas, F. – Touzé, P.: Infrared Fourier Transform spectrometry: a valuable technique for characterizing cement. Bull. Lab. Ponts Chaussées, 230 (2001), 77-88.

Faktory ovlivňující ztráty na životech lidí při povodni

Ing. Miriam BRÁZDOVÁ
prof. Ing. Jaromír ŘÍHA, CSc.
VUT v Brně – Fakulta stavební

Počet lidských obětí za povodní ovlivňuje řada faktorů. Při odhadu ztrát na lidských životech je třeba identifikovat všechny faktory, které mají vliv na ohrožené jedince, resp. na počet obětí. Vzhledem ke značnému počtu faktorů je účelné zohlednit při dalších analýzách pouze ty nejdůležitější. Článek se zaměřuje na výčet a analýzu jednotlivých faktorů, jejich klasifikaci a formalizované hodnocení. Jako účelné se ukázalo přiřazení jednotlivých faktorů ke třem hlavním složkám rizika, tj. k nebezpečí, expozici a zranitelnosti. K formalizovanému hodnocení dílčích faktorů byla využita Saatyho metoda vycházející z předběžného hodnocení metodou párového porovnání. Dále bylo zohledněno využití modelů pro odhad ztrát na lidských životech a analýza příčin úmrtí z historických povodní.

The Factors Influencing Fatalities during Floods

The number of fatalities during floods is influenced by numerous factors. When estimating the number of fatalities it is necessary to identify all factors influencing the loss of human lives in flooded areas. With regard to a relatively great number of factors it is practical to focus only on the most important factors in further analyses. The paper deals with the identification and analysis of individual factors, their classification and formalised assessment using three methods, the Saaty method, the approach taking into account existing models for the estimate of the number of fatalities during floods and the analysis of fatalities in historical floods.

1. Úvod

Při povodňových událostech dochází nejen k materiálním škodám, ale také ke ztrátám na lidských životech. Problematika týkající se povodňových škod a s nimi spojený odhad ztrát na lidských životech při povodni je v současné době velmi aktuální. Příčinou je především vydání evropské směrnice [7] řešící předběžné vyhodnocení povodňových rizik. V České republice se povodňovým škodám systematicky věnují organizace, jako např. Výzkumný ústav vodohospodářský T. G. Masaryka [6], Vysoké učení technické v Brně [16] a také příslušná ministerstva [14]. Ve světě se na tuto tematiku zaměřují především odborníci z Nizozemí [9], [10], kteří mají v tomto směru dlouholeté zkušenosti. Podrobnější rešerše podkladů, soustředěná na modelování ztrát na lidských životech, je uvedena v odst. 3.2.

Ztráty na lidských životech jsou ovlivňovány různými faktory. Snahou tohoto článku je uvést přehled všech faktorů s jejich podrobným rozborem. Z důvodu jejich značného počtu je nutné vymezit skupinu pouze těch nejvýznamnějších, které lze následně využít při návrhu modelu pro odhad počtu povodňových obětí.

Povodňové riziko lze obecně charakterizovat jako kombinaci nebezpečí, zranitelnosti a expozice. Riziko je tím větší, čím větší je nebezpečí, čím delší je expozice a čím větší je zranitelnost ohroženého jedince. Jednotlivé dílčí faktory je účelné zařadit ve vazbě na tyto tři složky, tzv. hlavní faktory (*tab. 1*). Je nutné podotknout, že v některých případech bylo velmi obtížné některé dílčí faktory jednoznačně zařadit. Z toho důvodu jsou v *tab. 1* uvedeny možné kombinace hlavních faktorů.

Pro stanovení významu dílčích faktorů bylo využito několik přístupů. Nejprve bylo provedeno hodnocení metodou párového porovnání, které bylo následně zpřesněno Saatyho metodou [17]. Dalším postupem bylo porovnání modelů používaných k odhadu ztrát na lidských životech různými autory. Jako poslední přístup byla zvolena analýza příčin úmrtí z historických povodňových událostí jak v České republice, tak v zahraničí. Výsledné seřazení faktorů dle jejich významu bylo provedeno vícekriteriální optimalizací s využitím vah přiřazených jednotlivým způsobům hodnocení. Nakonec byla určena užší skupina nejvýznamnějších dílčích faktorů, které se nejvíce podílejí na úmrtí osob.

2. Výčet faktorů a jejich stručný popis

V této části je uveden stručný popis hlavních i dílčích faktorů ovlivňujících ztráty na lidských životech při povodni. Souhrnný výčet hlavních i dílčích faktorů je uveden v *tab. 1*.

2.1 Nebezpečí

Nebezpečí vyjadřuje hrozbu události vyvolávající možné ztráty na lidských životech. Jsou sem zařazeny dílčí faktory, jako rozsah záplavy, rychlost příchodu povodně, rychlost stoupání hladiny, hloubka a rychlost vody, teplota a jakost vody, klimatické podmínky a účinek unášených předmětů.

Rozsah záplavy lze definovat jako vzdálenost zaplavení od koryta toku, resp. jako zaplavenou plochu. Na základě rozsahu záplavy lze stanovit počet ohrožených obyvatel (*PAR* – population at risk) a také potenciální výši materiálních škod při uvažované povodňové události.

Rychlost příchodu povodně je definována jako vzdálenost mezi dvěma profily na toku, kterou urazí povodňová vlna za čas. Čím delší je doba doběhu, tím menší je rychlost příchodu povodňové vlny a delší doba k zajištění nutných opatření na záchranu lidských životů. Počátek povodně je definován dle zákona č. 254/2001 Sb. vyhlášením 2. stupně povodňové aktivity (SPA). Rychlost příchodu povodně se odvíjí především od množství spadlých srážek, plochy a tvaru povodí a rovněž od typu povodně (přívalová povodeň, zvláštní povodeň, povodeň vzniklá vlivem dlouhotrvajících srážek).

Rychlost stoupání hladiny v daném profilu na toku úzce souvisí s rychlostí příchodu povodně. Jde o rychlost stoupání hladiny v korytě toku a po vybřežení v inundačním území. Při přívalových srážkách může hladina vody během krátkého časového intervalu stoupnout až o několik metrů, a tím výrazně ohrozit zasažené obyvatelstvo.

Tab. 1. Výčet faktorů ovlivňujících počet ztrát na lidských životech při povodni

Hlavní faktory		Dílčí faktory	Číslo dílčího faktoru *j*
Nebezpečí – *N*		rozsah záplavy	1
		rychlost příchodu povodně	2
		rychlost stoupání hladiny	3
		hloubka vody	4
		rychlost vody	5
		teplota vody	6
		jakost vody	7
		klimatické podmínky	8
		unášené předměty	9
Expozice – *E*		připravenost na možné nebezpečí	10
		hydrologická předpověď	11
		varování před povodní	12
		doba trvání povodně	13
		odezva na varování	14
		denní doba	15
		evakuace	16
		záchranné práce	17
Zranitelnost		hmotnost	18
		výška jedince	19
		věk jedince	20
		pohlaví jedince	21
		fyzická zdatnost jedince	22
		zkušenost jedince s pohybem ve vodě	23
		druh oblečení a obuvi	24
		nesený náklad	25
		využití opory	26
		pobyt ve vozidle	27
		pobyt v budově	28
Kombinace	*N – Z*	pobyt ve vozidle	
		pobyt v budově	
	N – E	rozsah záplavy	
		rychlost příchodu povodně	

Hloubka vody je vyjádřena jako svislá vzdálenost mezi dnem (terénem) a hladinou vody. Ohrožení jedince stoupá se vzrůstající hloubkou. Největší nebezpečí představuje hloubka vody pro děti, starší osoby a neplavce.

Rychlost vody stejně jako její hloubka je nezbytnou veličinou pro posouzení stability jedince v proudící vodě. Čím větší je rychlost, tím se zvětšuje pravděpodobnost, že bude ohrožený jedinec proudem vody stržen.

Teplota vody může ohrozit osoby postižené povodní v případě delšího pobytu ve vodě. Dlouhodobý pobyt ve studené vodě může vést k podchlazení (hypotermii). Nejcitlivější na podchlazení jsou děti a staří lidé. Pokles tělesné teploty způsobuje tělesné a duševní zpomalení a možnost následného utonutí jedince.

Vyplavením čistíren odpadních vod (ČOV), průmyslových a zemědělských podniků, ale i urbanizovaných ploch, může dojít ke zhoršení **jakosti vody**. Tento dílčí faktor se projeví rovněž po opadnutí povodně ve formě kontaminace podzemních vod, půdy apod.

Klimatické podmínky mohou při povodni velmi znesnadňovat zabezpečovací a záchranné práce a mít negativní vliv na ohrožené osoby. Jsou závislé především na klimatickém pásmu a nadmořské výšce. S přibývající nadmořskou výškou klesají průměrné teploty a přibývá srážek.

Unášené předměty mohou znamenat pro ohroženého jedince velké nebezpečí, které se zvětšuje se stoupající rychlostí vody a hmotností unášených předmětů. Jde zejména o trosky domů, kmeny stromů, vozidla atd.

2.2 Expozice

Expozice je vystavení subjektů a objektů, v našem případě osob, povodňovému nebezpečí. Někdy se vyjadřuje jako doba, po kterou jsou subjekty vystaveny povodňovému nebezpečí [5]. S expozicí souvisí dílčí faktory, jako připravenost na možné nebezpečí, hydrologická předpověď, doba trvání povodně, varování před povodní, odezva na varování, denní doba, evakuace a záchranné práce.

Připravenost na možné nebezpečí zahrnuje činnosti, resp. preventivní opatření, která jsou vykonávána před povodní. Jde o zpracování povodňových a krizových plánů, stanovení záplavových území, zajištění technickobezpečnostního dohledu na vodních dílech a povodňových prohlídek, organizační a technickou přípravu, přípravu informačního systému a s tím spojené školení pracovníků povodňové služby [12].

Hydrologickou předpověď zajišťuje Český hydrometeorologický ústav (ČHMÚ). V případě hrozby vzniku povodně jsou podávány povodňovým orgánům informace o hydrometeorologické situaci na území České republiky, a to zejména o srážkách, vodních stavech a průtocích ve vybraných profilech. Jejich cílem je poskytnout detailní popis hydrometeorologické situace a hydrologickou předpověď [3].

Varování před povodní zabezpečuje hlásná povodňová služba [3], [12]. Poskytuje informace povodňovým orgánům a složkám integrovaného záchranného systému (IZS) pro varování obyvatelstva a podává hlášení potřebná k řízení záchranných prací. Výstražné informace jsou vydávány zpravidla s předstihem 6 až 48 hodin a pro několik krajů současně. V případě včasného varování mají obyvatelé velkou šanci na záchranu sebe i některých movitých věcí, získají dobu potřebnou k osazení mobilních protipovodňových opatření, provedení evakuace apod. Naopak v případě přívalových povodní je možnost varování omezená.

Doba trvání povodně je časový interval, po který je postižená oblast zaplavena vodou. Doba trvání povodně je závislá na velikosti povodí nad sledovaným územím, na morfologii terénu a na době trvání srážky. Negativní účinek na ohrožené jedince stoupá s dobou zaplavení, zejména v kombinaci s ostatními faktory, např. hloubkou a rychlostí vody, teplotou vody a vzduchu.

Odezva na varování charakterizuje chování jedinců po přijetí varovné zprávy. Je úzce spjata především se zkušenostmi získanými z předešlých povodňových událostí. S tímto faktorem souvisí též tzv. povodňová turistika, při níž občané s nižší mírou individuálního přijatelného rizika vědomě podstupují nebezpečí (nejde o záchranné složky).

Denní doba může být významná, pokud povodeň nastane ve večerních nebo nočních hodinách. Riziko je v tuto dobu mnohem větší s ohledem na výrazně horší možnost přijetí výstražné informace, horší orientaci osob a ztížené provádění evakuace a záchranných prací.

Evakuací se rozumí souhrn opatření, která zajišťují přemístění osob, zvířat či hmotného majetku z ohroženého místa či území do bezpečí. Je to mimořádné opatření a používá se až v případě, kdy jsou neúčinné ostatní způsoby ochrany osob. Evakuace je jedním z nejúčinnějších, nejrozšířenějších a mnohdy jediným možným opatřením. Včasná evakuace sníží expozici ohrožených osob, a tím ztráty na životech lidí při povodni. Úspěch evakuace závisí také na tom, zda lidé spolupracují a respektují evakuační plány a příslušná nařízení.

Záchranné práce jsou technická a organizační opatření prováděná za povodně v bezprostředně ohrožených nebo již zaplavených územích, a to zejména k záchraně životů lidí. V tomto případě to jsou činnosti nutné v případě, že nedojde k evakuaci obyvatel ze zasaženého území.

2.3 Zranitelnost

Zranitelnost je závislá především na charakteristice ohroženého jedince, tj. na jeho hmotnosti, výšce, věku, pohlaví, fyzické zdatnosti, zkušenosti s pohybem ve vodě, na druhu oblečení a obuvi, zda nese náklad, využívá oporu nebo se nachází ve vozidle, popř. v budově.

V rámci studií týkajících se stability člověka v proudící vodě bylo zjištěno, že čím větší má člověk **hmotnost**, tím méně je náchylný ke stržení proudem. Výjimku tvoří lidé s nadměrnou váhou.

U **výšky jedince** je nutné rozlišit, zda jde o muže, ženu či dítě. Ze studie [1] vyplývá, že v při zvětšující se hloubce a rychlosti proudící vody udrží stabilitu déle člověk vyšší a těžší.

Na **věku jedince** je obvykle závislá jeho hmotnost i výška, fyzická zdatnost a částečně zdravotní stav. Při povodňové situaci jsou nejvíce ohroženy děti a staří lidé.

U ohroženého jedince má také vliv **pohlaví**. Ženy jsou obvykle náchylnější ke zranění a jejich fyzická zdatnost bývá menší než u mužů, při delším pobytu ve vodě se projeví horší termoregulace.

Fyzická zdatnost souvisí s věkem, pohlavím a se zdravotním stavem ohrožené osoby. Fyzickou zdatnost lze charakterizovat motorickou schopností jedince.

Zkušenost jedince s pohybem ve vodě je individuální. Zvětšuje se s každým pobytem ve vodě. Z tohoto pohledu jsou na tom všeobecně hůře děti.

Druh oblečení a obuvi může ovlivnit stabilitu jedince při pohybu ve vodě i odolnost vůči plovoucím předmětům, nízké teplotě vody a vzduchu.

Lze předpokládat, že v případě, že osoba v proudící vodě **nese náklad**, má mnohem horší stabilitu, než kdyby byla bez nákladu. Rovněž záleží na rozměrech a hmotnosti nákladu.

V případě pohybu ve vodě může **využití opory** usnadnit pohyb a zvýšit stabilitu osob.

Pobyt ve vozidle může mít významný vliv na ohrožení jedince v případě, kdy je obsazené vozidlo unášeno proudem vody. Podle [15] je osobní automobil nekontrolovatelný již při hloubce 0,5 m, u větších vozidel, např. hasičských, pak cca 0,9 m.

Pobyt v budově poskytuje na jedné straně ohroženému jedinci pocit bezpečí, budova však může být proudem vody narušena a může dojít k ohrožení padajícími troskami.

Výčet faktorů ovlivňujících počet ztrát na lidských životech při povodni s přiřazením k hlavním faktorům *N*, *E*, *Z* je uveden v *tab. 1*.

3. Významnost faktorů

Je zřejmé, že zohlednit všechny zmíněné faktory při odhadu ztrát na lidských životech při povodni není prakticky možné. Snahou je najít ty faktory, které nejvíce ovlivňují počet obětí. Proto bylo provedeno formalizované hodnocení různými metodami, které umožnilo jejich setřídění podle vlivu na úmrtí osob při povodni.

3.1 Saatyho metoda

S cílem získat představu o významu jednotlivých faktorů a o jejich vlivu na počet obětí bylo provedeno jejich hodnocení Saatyho metodou. Jde o metodu kvantitativního párového porovnávání [17]. Vstupním podkladem a prvotním vodítkem v určení významnosti mezi dvojicemi faktorů byla metoda párového porovnání (MPP), která popisuje preferenční vztahy pomocí hodnot (0, 1), kdy hodnocení „1“ odpovídá preferovanému faktoru. Z důvodu podobnosti těchto dvou metod je podrobněji popsána pouze přesnější Saatyho metoda.

Saatyho metoda je založena, obdobně jako MPP, na zjišťování preferenčních vztahů dvojic faktorů $\langle i, j\rangle$. Hodnocení preference s_{ii} se ukládá do Saatyho matice $\mathbf{S} = (s_{ij})$. Na rozdíl od MPP se síla preference vyjádří v rozmezí hodnot 1-5, přičemž:

1 – *i*, *j* jsou rovnocenná,
2 – *i* je slabě preferováno před *j*,
3 – *i* je silně preferováno před *j*,
4 – *i* je velmi silně preferováno před *j*,
5 – *i* je absolutně preferováno před *j*;

s_{ii} je vždy rovno 1. Dále musí pro všechny dvojice $\langle i, j\rangle$ platit $s_{ij} = 1/s_{ji}$. Po vyplnění Saatyho matice je spočítán pro každý *j*-tý řádek geometrický průměr:

$$b_j = \prod_{i=1}^{n} s_{ij}\,, \tag{1}$$

kde *n* je počet faktorů. Váhy v_j odpovídající jednotlivým faktorům se získají normalizací hodnot *b*:

$$v_j = \frac{b_j}{\sum_{j=1}^{n} b_j}\,. \tag{2}$$

Stanovení preferencí s_{ij} bylo provedeno na základě posouzení a porovnání dvojic faktorů s přihlédnutím ke zkušenostem z nedávných povodní a po projednání v širším kolektivu spolupracovníků. Předpokládá se, že jsou jednotlivé faktory vzájemně porovnatelné, nezávislé a svým obsahem jednoznačně specifikované. V *tab. 2* je uvedeno pořadí faktorů dle jejich významnosti získané Saatyho metodou.

Na základě Saatyho metody byly vyhodnoceny jako nejvýznamnější faktory související s povodňovým nebezpečím (rychlost příchodu povodně, rychlost a hloubka vody, rychlost stoupání hladiny a rozsah záplavy) a skupina faktorů souvisejících s připraveností obyvatel a společnosti na povodně, jako hydrologická předpověď, varování před povodní, evakuace a záchranné práce.

3.2 Porovnání modelů používaných pro odhad ztrát na lidských životech

Na význam jednotlivých faktorů lze usuzovat rovněž na základě studie modelů pro odhad ztrát na lidských životech dle jednotlivých autorů [1], [2], [4], [8], [9], [15], [17], [19]. Přehled faktorů je uveden v *tab. 3*, kde jsou modely roztří-

Tab. 2. Hodnocení faktorů na základě Saatyho metody (1. postup)

Dílčí faktor	Číslo dílčího faktoru j	Pořadí dílčího faktoru p_{1j}
rychlost příchodu povodně	2	1
rychlost vody	5	2
hloubka vody	4	3
rychlost stoupání hladiny	3	4
rozsah záplavy	1	5
záchranné práce	17	6
připravenost na nebezpečí	10	7
varování před povodní	12	8
evakuace	16	9
hydrologická předpověď	11	10
denní doba	15	11
pobyt ve vozidle	27	12
odezva na varování	14	13
unášené předměty	9	14
doba trvání povodně	13	15
pobyt v budově	28	16
fyzická zdatnost jedince	22	17
zkušenost s pohybem ve vodě	23	18
teplota vody	6	19
věk jedince	20	20
klimatické podmínky	8	21
hmotnost jedince	18	22
výška jedince	19	23
pohlaví jedince	21	24
druh oblečení a obuvi	24	25
nesený náklad	25	26
využití opory	26	27
jakost vody	7	28

děny podle zaměření na druh povodní. Jde buď o „říční“ povodně, zvláštní povodně, o povodně způsobené činností moře nebo o posouzení stability jedince v proudící vodě. Jednotlivé modely vycházejí buď z historických dat o povodních (HP) nebo z výsledků laboratorních experimentů a měření (L).

Problematikou **říčních povodní a povodní způsobených činností moře** se systematicky zabývali autoři z Nizozemí, např. Waarts [20], Jonkman [10], Vrouwenvelder a Steenhuis [19].

Waarts [20] vycházel z dat, která shromáždil o katastrofální povodni z února roku 1953, kdy byla postižena jihozápadní část Nizozemí. Při této povodni vznikly ekonomické škody enormní výše a zemřelo 1 835 lidí. Dle dostupných informací roztřídil příčiny vzniku obětí do tří oblastí. První představovala území s vysokou rychlostí vody, druhá oblast území s rychle stoupající hladinou a do třetí zařadil vše zbývající. Největší počet obětí byl v oblasti s rychle stoupající hladinou. S ohledem na tyto skutečnosti odvodil vztah, který zahrnuje pouze hloubku vody.

Na základě Waartsova vztahu odvodili Vrouwenvelder a Steenhuis [19] podrobnější vztah pro vyjádření ztrát na lidských životech doplněný o další skutečnosti. Je v něm zohledněno porušení budov, oběti nacházející se blízko porušených budov, počet evakuovaných obyvatel a počet ohrožených obyvatel. Kvantifikace míry porušení budov a počtu osob nacházejících se blízko porušených budov nebyla prováděna na základě historických podkladů, nýbrž pouze odborným posouzením.

Z dalších autorů, zabývajících se ztrátami na životech lidí při povodni v Nizozemí, lze jmenovat Jonkmana [10], který odvodil vztah použitelný jak pro povodně vyvolané činností moře, tak pro říční povodně, ve kterém je započítán účinek hloubky vody, rychlosti vody a účinnost evakuace. Úmrtnost vyjádřil na základě testů stability člověka v proudící vodě dle [1] jako funkce rychlosti proudění. Jednalo se pouze o menší hloubky. V případě větší hloubky vody vycházel u vyjádření úmrtnosti z Waartsova vztahu [20]. Pravděpodobnost úspěšné evakuace nebo útěku do bezpečí je vypočítána jako funkce disponibilního času pro evakuaci.

V České republice byl odvozen pro odhad ztrát na lidských životech vztah v rámci projektu [6], ve kterém byly zohledněny dílčí faktory, jako jsou hloubka a rychlost vody, rychlost příchodu povodně, varování a připravenost.

Zvláštním povodním se ve svých studiích věnovali např. Brown a Graham [2], DeKay a McClelland [4] a Graham [8]. Brown a Graham [2] sestavili vztah pro odhad počtu obětí následkem protržení hráze vycházející z počtu osob vyskytujících se v ohrožené oblasti v závislosti na čase, který je k dispozici pro evakuaci.

Autoři DeKay a McClelland [4] odvodili vztahy, ve kterých byly rozlišeny povodně s vysokým počtem obětí a nízkým počtem obětí. Povodně s vysokým počtem obětí byly definovány jako události, při kterých škody na budovách přesáhly 20 % z celkových škod. Do těchto škod byly započítány budovy, které byly zcela zničeny nebo zásadně narušeny. V případě, že škod v tomto rozsahu bylo méně než 20 %, pak se jednalo o povodně s nízkým počtem obětí. Ve výsledném vztahu je započítán faktor evakuace a počet ohrožených obyvatel.

Graham [8] uvádí podíl úmrtí z celkového počtu ohrožených obyvatel v závislosti na povodňovém nebezpečí a s využitím faktorů doby varování před povodní a odezvy na varování, tj. zda bylo varování přijato včas.

Při odhadu počtu obětí při povodni lze také vycházet ze studií zabývajících se **stabilitou jedince v proudící vodě**. Cílem pokusů je určit stabilitu ohroženého jedince ve vodě ve vazbě na jednotlivé hodnocené faktory a určit hranice, kdy ohrožený jedinec ztrácí stabilitu. Nejvýznamnějšími faktory se ukázala hloubka a rychlost vody. Jedny z prvních experimentů probíhaly na Státní univerzitě v Coloradu [1]. Testy byly prováděny jak na živých osobách, tak na monolitech připomínajících lidskou postavu.

Projekt [15], prováděný za dohledu Finského institutu životního prostředí v Helsinkách, se rovněž zabýval hodnocením stability osob v proudící vodě. Cílem bylo zjistit mezní hodnoty jednotlivých faktorů pro jejich pohyb a sestavit podklad pro provádění záchranných prací při povodních způsobených protržením přehrady.

V České republice byla na ČVUT v Praze na toto téma vypracována dizertační práce [18]. Inspirace byla brána převážně z výše uvedených zahraničních projektů. Testy byly prováděny na živých osobách za postupné změny hloubky a rychlosti vody ve žlabu. Při těchto pokusech byl rovněž zkoumán vliv hmotnosti a výšky osob a také jejich oblečení.

Zahraniční a domácí autoři využívají ve svých studiích nejvíce faktory, jako jsou hloubka a rychlost vody, rychlost příchodu povodně, rychlost stoupání hladiny, varování před povodní, evakuace a připravenost obyvatel. Tento přístup byl při konečném hodnocení považován za méně významný, jelikož využívá omezený počet faktorů a vztahy jsou ovlivněny subjektivním hodnocením autora.

Tab. 3. Přehled modelů zabývajících se ztrátami na životech lidí při povodni

Autor	Oblast zkoumání	Faktory								Způsob získání dat**
		hloubka vody	rychlost vody	rychlost příchodu povodně	rychlost stoupání hladiny	varování před povodní	evakuace	připravenost	porušení budovy*	
Waarts [20]	povodně říční a povodně způsobené činností moře	•	(•)		(•)					HP
Vrouwenvelder, Steenhuis [19]		(•)	(•)				•		•	HP
Jonkman [9]		•	•				•			HP/L
Drbal a kol. [5]		•	•	•		•		•		HP
Brown a Graham [2]	zvláštní povodeň					•				HP
DeKay, McClelland [4]						•				HP
Graham [8]		(•)	(•)			•				HP
Lind, Hartford [13]	stabilita jedince v proudící vodě	•	•							HP
Abt a kol. [1]		•	•							L
Rescdam [15]		•	•							L
Salaj [17]		•	•							L

Poznámka: ( ) faktor byl při sestavení modelu zohledněn, není však uveden ve vztahu pro odhad ztrát na lidských životech, * součást dílčího faktoru „pobyt v budově"; ** HP – historické povodně, L – laboratoř

3.3 Analýza příčin úmrtí při historických povodních

Nejvěrohodnějším přístupem byla dokumentace příčin vzniku obětí na lidských životech na základě zkušeností ze skutečných povodní. Analýza byla provedena jak s využitím zahraničních podkladů, tak vlastním vyhodnocením domácích povodní (*tab. 4*). Soupis zahrnuje data z přívalových povodní i z povodní regionálního charakteru. Porovnání příčin úmrtí a procentní zastoupení obětí pro Evropu a USA [9] a Českou republiku jsou uvedeny v grafu na *obr. 1*. V *tabulce 4* je kromě běžně uváděných příčin úmrtí při povodních uvedena také vazba na jednotlivé faktory s číslováním odpovídajícím *tab. 1*. Je zřejmé, že na počtu obětí se vždy podílí více faktorů současně.

Analýza provedená Jonkmanem a Kelmanem [9] měla za podklad 13 povodňových událostí v Evropě (Česká republika, Polsko, Francie, Německo, Velká Británie) a USA, při kterých zemřelo celkem 247 osob. Výsledky analýzy zahrnující povodně v USA mají pro naše podmínky spíše informativní charakter. Pokud nepřihlížíme k případům, kdy nebyly okolnosti úmrtí zjištěny, pak největší procento osob v Evropě a v USA přišlo o život uvíznutím ve vozidle a následným utonutím. Lze nicméně předpokládat, že tak vysoký podíl tvoří zvláště obyvatelé USA.

Tab. 4. Příčiny úmrtí a počty obětí

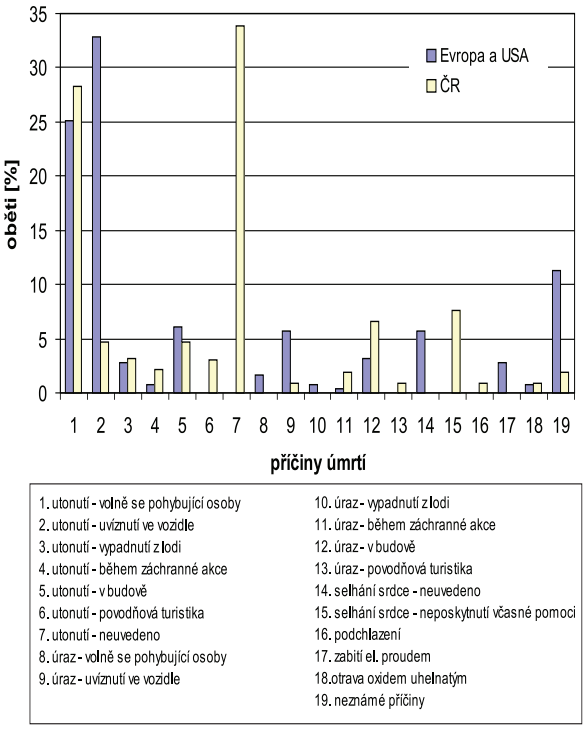
Příčina	Okolnosti	Související dílčí faktory	Evropa, USA		ČR	
			počet	[%]	počet	[%]
utonutí	volně se pohybující osoby	1,2,3,4,5,6,7,8,9,10,12,14, 15,16,17,18,19,20,21, 22,23,24,25,26	62	25,1	30	28,3
	uvíznutí ve vozidle	2,3,4,5,8,9,15,16,17, 20,21,22,27	81	32,8	5	4,7
	vypadnutí z lodi	3,4,5,6,8,9,10,12,14, 15,16,17,20,21	7	2,8	3	3,2
	při záchranné akci	3,4,5,8,10,12,14,15,16,17, 20,21,22,23	2	0,8	2	2,1
	v budově	2,3,4,5,10,12,13,14,15, 16,17, 20,21,22,28	15	6,1	5	4,7
	povodňová turistika	4,5,8,10,11,12,14,15, 16,17,20,21,22	-	-	2	3,1
	neuvedeno		-	-	36	33,9
úraz	volně se pohybující osoby	1,2,3,4,5,6,7,8,9,10,12, 14,15,16,17,18,19,20,21, 22,23,24,25,26	4	1,6	0	0
	uvíznutí ve vozidle	2,3,4,5,8,9,15,16,17, 20,21,22,27	14	5,7	1	0,9
	na lodi		2	0,8	0	0
	při záchranné akci	3,4,5,8,10,12,14,15,16,17, 20,21,22,23	1	0,4	2	1,9
	v budově	2,3,4,5,10,12,13,14,15,16, 17,20,21,22,28	8	3,2	7	6,6
	povodňová turistika	4,5,8,10,11,12,14,15, 16,17,20,21,22	-	-	1	0,9
selhání srdce	neuvedeno		14	5,7	-	-
	neposkytnutí včasné pomoci	2,3,4,5,8,15,17,20,21,22	-	-	8	7,6
podchlazení		2,3,4,5,6,8,10,12,14,15, 16,17,20,21,22,23,24	-	-	1	0,9
zabití elektrickým proudem		1,2,3,4,5,8,9,10,11,12,14, 15,16,17,20,21,22,28	7	2,8	-	-
otrava CO		1,2,3,4,5,8,9,10,11,12,14, 15,16,17,20,21,22,28	2	0,8	1	0,9
neznámé			28	11,3	2	1,9
celkem			**247**	**100**	**106**	**100**

V České republice byla provedena evidence a rozbor šesti povodňových událostí v letech 1997, 2000, 2002, 2006, 2009 a 2010, při kterých přišlo o život 106 osob. Obecný přehled dílčích faktorů a jejich vazby na počty úmrtí v Evropě, USA a pro šest uvedených povodní v ČR poskytuje *tab. 4.*

Pro následující hodnocení byly použity další podrobnější informace o příčinách úmrtí při povodních. Při tomto hodnocení (*tab. 5*) byly zohledněny pouze oběti při šesti povodních v České republice, u kterých bylo možné získat podrobné informace k okolnostem úmrtí. Oběti ze zahraničních povodní nebyly brány v úvahu z důvodu neucelených podkladů. Bodové hodnocení $d_{u,j}$ vyjadřuje celkový počet obětí příslušejících dílčímu faktoru j,

$$d_{u,j} = \sum_{k=1}^{m} o_{kj} \,, \tag{3}$$

kde o_{kj} je počet obětí příslušejících j-tému dílčímu faktoru při k-té povodňové události, m je počet sledovaných povodňových událostí (v našem případě $m = 6$). Podle velikosti ukazatele $d_{u,j}$ bylo sestaveno pořadí významnosti faktorů (*tab. 5*).



Obr. 1. Porovnání příčin úmrtí a procentní zastoupení obětí pro Evropu a USA [9] a Českou republiku

Analýza historických povodní a sestavení přehledu příčin úmrtí naznačuje, že nejvýznamnější je připravenost na možné nebezpečí, varování před povodní, záchranné práce, odezva na varování, fyzická zdatnost jedince, rozsah záplavy, hloubka vody, evakuace, rychlost vody a rychlost příchodu povodně. Podrobnější charakteristika dílčích faktorů a jejich účinek na osoby jsou uvedeny v odd. 2.

4. Porovnání přístupů

Souhrnné vyhodnocení faktorů ovlivňujících ztráty na lidských životech bylo provedeno váženým hodnocením s využitím dílčích výsledků získaných Saatyho metodou, zohledněním faktorů, které využívají jednotliví autoři při modelování počtu povodňových obětí (*tab. 3*), a vyhodnocením příčin úmrtí při historických povodních (*tab. 4*, *tab. 5*). Konečné pořadí dílčích faktorů a výběr nejvýznamnějších z nich byl proveden na základě hodnocení využívajícího váhy w_i přiřazené jednotlivým postupům. Celkový vážený průměr pro j-tý dílčí faktor P_j byl stanoven dle vztahu

$$P_j = \sum_{i=1}^{3} w_i \cdot p_{ij} \ , \qquad (4)$$

kde w_i je váha přiřazená i-tému postupu a p_{ij} je pořadí j-tého dílčího faktoru získané i-tým postupem. Výsledné vážené hodnocení je uvedeno v *tab. 6* spolu s výsledným pořadím dílčích faktorů. Volba vah w_i byla provedena s přihlédnutím k úplnosti a spolehlivosti dílčích hodnocení. Zde má největší vypovídací schopnost i úplnost vyhodnocení skutečných povodní $w_3 = 0{,}6$. Saatyho metoda ($w_1 = 0{,}3$) v sobě nese subjektivitu hodnocení, která byla částečně eliminována diskuzí v širším grémiu odborníků různých vodohospodářských organizací (VÚV T. G. M., správci povodí, projekční složky). Za nedostatečně úplné považujeme vyhodnocení faktorů používaných při modelování ztrát na lidských životech ($w_2 = 0{,}1$).

Tab. 5. Významnost faktorů v závislosti na počtu obětí (postup 3)

Číslo dílčího faktoru j	Dílčí faktor	Počet obětí d_{uj}	Pořadí dílčího faktoru p_{3j}
10	připravenost na možné nebezpečí	60	1
12	varování před povodní	57	2
17	záchranné práce	57	3
14	odezva na varování	56	4
22	fyzická zdatnost jedince	55	5
1	rozsah záplavy	54	6
4	hloubka vody	50	7
16	evakuace	48	8
5	rychlost vody	47	9
2	rychlost příchodu povodně	43	10
3	rychlost stoupání hladiny	36	11
9	unášené předměty	36	12
23	zkušenost jedince s pohybem ve vodě	34	13
20	věk jedince	24	14
15	denní doba	20	15
8	klimatické podmínky	16	16
13	doba trvání povodně	12	17
6	teplota vody	10	18
28	pobyt v budově	10	19
11	hydrologická předpověď	6	20
27	pobyt ve vozidle	5	21
21	pohlaví jedince	5	22
24	druh oblečení a obuvi	2	23
18	hmotnost jedince	1	24
19	výška jedince	1	25
7	jakost vody	0	26
25	nesený náklad	0	27
26	využití opory	0	28

5. Závěr

V článku byl proveden výčet faktorů, které mají vliv na počet obětí při povodních. Výsledkem studie je vymezení užší skupiny nejvýznamnějších faktorů, které lze následně využít při modelování odhadu ztrát na životech osob při povodních. Významnost faktorů byla posouzena Saatyho metodou (*tab. 2*), dále byl sestaven přehled faktorů, které zohledňují jednotliví autoři při modelování počtu povodňových obětí (*tab. 3*) a přehled příčin úmrtí u historických povodní vzhledem k jednotlivým faktorům (*tab. 4*, *tab. 5*). Konečné pořadí deseti nejvýznamnějších faktorů získané váženým hodnocením dílčích pořadí je uvedeno v *tab. 7*.

Článek obsahuje výsledky řešení projektu specifického výzkumu VUT FAST-J-11-50 „Návrh modelu pro odhad ztrát na lidských životech při povodni“ a projektu SP/1c2/121/07 „Mapy rizik vyplývajících z povodňového nebezpečí v ČR“.

Tab. 6. Souhrnné hodnocení významnosti faktorů

Dílčí faktory	Číslo	Pořadí			Vážené hodnocení *Pj*	Výsledné pořadí
		Saatyho metoda $w_1 = 0,3$	modely odhadu ztrát $w_2 = 0,1$	historické povodně $w_3 = 0,6$		
připravenost na nebezpečí	10	7	6	1	3,3	1
varování před povodní	12	8	3	2	3,9	2
záchranné práce	17	6	7	3	4,3	3
hloubka vody	4	3	1	7	5,2	4
rozsah záplavy	1	5	7	6	5,8	5
rychlost vody	5	2	2	9	6,2	6
rychlost příchodu povodně	2	1	4	10	6,7	7
odezva na varování	14	13	6	4	6,9	8
evakuace	16	9	3	8	7,8	9
rychlost stoupání hladiny	3	4	4	11	8,2	10
fyzická zdatnost jedince	22	17	7	5	8,8	11
unášené předměty	9	14	7	12	12,1	12
denní doba	15	11	7	15	13	13
zkušenost s pohybem ve vodě	23	18	7	13	13,9	14
věk jedince	20	20	7	14	15,1	15
doba trvání povodně	13	15	7	17	15,4	16
hydrologická předpověď	11	10	7	20	15,7	17
klimatické podmínky	8	21	7	16	16,6	18
pobyt v budově	28	16	5	19	16,7	19
teplota vody	6	19	7	18	17,2	20
pobyt ve vozidle	27	12	7	22	17,5	21
pohlaví jedince	21	24	7	21	20,5	22
hmotnost jedince	18	22	7	24	21,7	23
druh oblečení a obuvi	24	25	7	23	22	24
výška jedince	19	23	7	25	22,6	25
jakost vody	7	28	7	26	24,7	26
nesený náklad	25	26	7	27	24,7	27
využití opory	26	27	7	28	25,6	28

Tab. 7. Pořadí deseti nejvýznamnějších faktorů

Hlavní faktor	Číslo dílčího faktoru	Dílčí faktor	Pořadí
expozice	10	připravenost na nebezpečí	1
	12	varování před povodní	2
	17	záchranné práce	3
nebezpečí	4	hloubka vody	4
	1	rozsah záplavy	5
	5	rychlost vody	6
	2	rychlost příchodu povodně	7
expozice	14	odezva na varování	8
	16	evakuace	9
nebezpečí	3	rychlost stoupání hladiny	10

Literatura

[1] Abt, S. R. et al.: Human Stability in a high flood hazard zone. Water Resources Bulletin, 1989, pp. 881-890.
[2] Brown, C. A. – Graham, W. J.: Assessing the threat to life from dam failure. Water Resour Bull, 1988, pp. 1303-1309.
[3] Český hydrometeorologický ústav Praha. www.chmi.cz.
[4] Dekay, M. L. – Mc Clelland, G. H.: Predicting loss of life in cases of dam failure and flash flood. Risk Anal., 1993, 13(2): 193–205.
[5] Drbal, K. a kol.: Metodika stanovování povodňových rizik a škod v záplavovém území. Výzkumný úkol č. SP/1c2/121/07, VÚV T. G. M. Brno, 2008.
[6] Drbal, K. a kol.: Mapy rizik vyplývající z povodňového nebezpečí v ČR. [Zpráva]. Brno, 2009, 84 s.
[7] ES 2007 – Směrnice Evropského parlamentu a Rady 2007/ /60/ES ze dne 23.října 2007 o vyhodnocování a zvládání povodňových rizik.
[8] Graham, W. J.: Floods caused by dam failure. Dam safety office report DSO-99-6, 1999.
[9] Jonkman, S. N. – Kelman, I.: An analysis of the causes and circumstances of flood disaster deaths. Owerseas Dev. Institute, 2005, pp. 75-97.
[10] Jonkman, S. N.: Loss of life estimation in flood risk assessment. Theory and applications. [Disertation], Delft University of Technology, 2007, pp. 360.
[11] Meteocentrum. 2010. www.meteocentrum.cz
[12] Ministerstvo životního prostředí České republiky. www.mzp.cz
[13] Lind, N. – Hartford, D.: Probability of human instability in a flooding: a hydrodynamic model. [Proceedings], Applications of statistics and probability. Rotterdam, Balkema 2000, pp. 1151-1156.
[14] Posílení rizikové analýzy a stanovení aktivních zón v českém vodním hospodářství. Ministerstvo zemědělství ČR. Nizozemský program „Partners for Water“. 110302/OF4/1O2/000852/ /LE, 2004, s. 108.
[15] RESCDAM: The use of physical models in dam- break flood analysis. [Report], Helsinky University of Technology, 2000, p. 57.
[16] Říha, J. a kol.: Riziková analýza záplavových území. Práce a studie Ústavu vodních staveb FAST VUT Brno, Sešit 7, Brno, CERM 2005, 286 s.
[17] Saaty, T. L.: Relative measurement and its generalization in decision making why pairwise comparisons are central in mathematics for the measurement of intangible factors the analytic hierarchy/network process. RACSAM. Rev. R. Acad. Cien. Serie A. Mat. Vol. 102 (2), 2008, pp. 251-318.
[18] Salaj, M.: Analýza povodňových rizik osob. [Dizertace], ČVUT v Praze, 2009, 85 s.
[19] Vrouwenvelder, A. C. W. M. – Steenhuis, C. M.: Secondary flood defences in the Hoeksche Waard, calculation of the number of fatalities for various flood scenarios. 1997.
[20] Waarts, P. H.: Method for determining loss of life cause by inundation. 1992.
[21] Zákon 254/2001 Sb., o vodách a o změně některých zákonů v platném znění.

Bezpečnostní přelivy zděných přehrad a extrémní povodně

Ing. Martin KRÁLÍK, Ph.D.
ČVUT v Praze – Fakulta stavební

Článek se zabývá kapacitou pojistných zařízení a bezpečností zděných přehrad z hlediska extrémních hydrologických jevů.

Emergency Spillways of Stone Dams and Extreme Floods

The article addresses the capacity of emergency structures and the safety of masonry dams in relation to extreme hydrological phenomena.

Úvod

Při extrémních povodních jsou životní prostředí, vodní díla i lidské aktivity namáhány a ohroženy více než při běžných vodních stavech a průtocích. Bezpečnost přehrady závisí velkou měrou na funkci zařízení převádějícího povodňové průtoky pod přehradu. Vývoj v posledních desetiletích celosvětově přinesl výrazné zvýšení požadavků na bezpečnost území pod vodními díly a zpřísnění kritérií návrhu pojistných zařízení přehrad. Ke stanovení hydraulických charakteristik bezpečnostního přelivu při extrémních povodních se ukázalo jako nejspolehlivější použití modelového výzkumu ve vodohospodářské laboratoři. Ne vždy je nutný k získání hydraulických charakteristik modelový výzkum, ne vždy je na něj dostatek času, prostoru a financí. Právě v těchto situacích se dá s výhodou použít analogie k interpretaci z předchozích hydraulických výzkumů (samozřejmě za předpokladů zachování modelové podobnosti v mezích tolerance přesnosti výsledků).

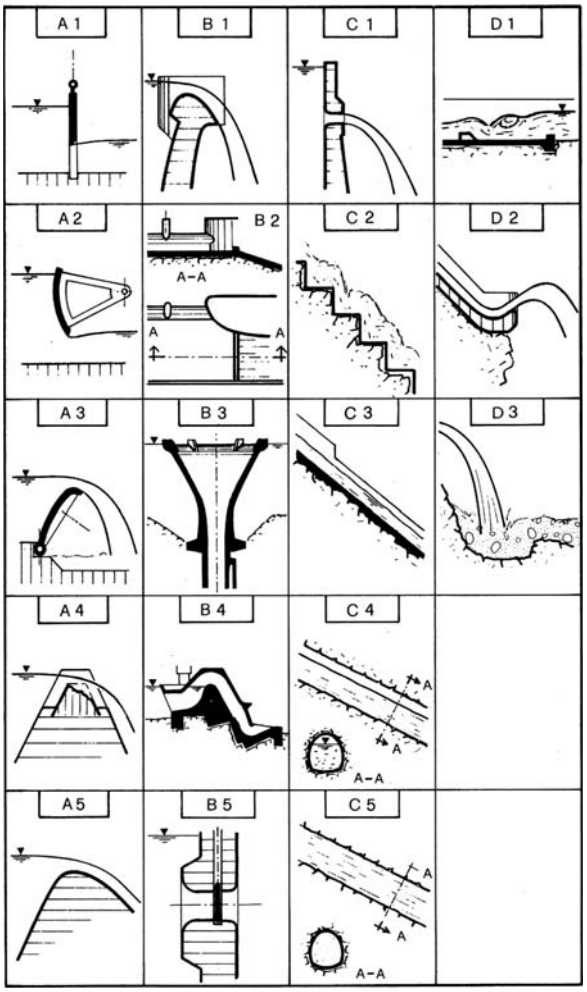
Je málo inženýrských konstrukcí, které jsou při navrhování a provozování tak úzce spjaty s životním prostředím, jako jsou přehrady. Vzhledem k variabilitě a náhodnému charakteru přírodních faktorů i požadavků na funkce vodních děl jsou tyto stavby neopakovatelné a jejich výskyt ve stejné podobě a ve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

Spolehlivost celého vodního díla závisí nejen na vlastní přehradě, ale i na spolehlivosti jejích objektů. Při nesprávném navržení, výstavbě i provozování vodního díla může ohrozit jeho bezpečnost a okolí pod ním vlastní přehrada, její těsnění i těsnění podloží, odběrná zařízení, spodní výpusti, bezpečnostní přeliv, komunikace po hrázi, komunikační štoly, vodní elektrárna, vývar pod přehradou a koryto pod přehradou. Dále uvedené přehrady mají stejný typ pojistných zařízení pro převádění povodňového průtoku – bezpečnostní přeliv s klenbou mostu umístěnou blízko koruny přelivu. Toto geometrické uspořádání má mimořádný vliv na kapacitu bezpečnostního přelivu již při malých přepadových výškách, proto jsou hydraulické výpočty kapacity přelivu většinou nepřesné. V takovýchto případech nejsou jednoznačně popsány součinitele přepadu přelivů, přechodové jevy přelivu a výtoku otvorem a součinitele výtoku otvorem, zvláště pokud dochází navíc k přelévání části vody přes most nad přelivy.

Na přehradách Harcov, Pařížov a Mlýnice byly použity pro navržení a posouzení kapacity bezpečnostních přelivů různé přístupy. Článek porovnává jednotlivé postupy a hodnotí je z hlediska náročnosti metody a přesnosti výsledků. Klasické hydraulické výpočty jsou zatíženy nepřesností použití součinitele přepadu, součinitele bočního zúžení, součinitele výtoku otvorem, rychlostní výšky před objektem a směru nátoku vody na daný objekt, proto je jejich použití pro konkrétní vodní dílo spojeno s chybou cca 10 % a v některých zvláště komplikovaných případech i 30 %. Zpřesnění hydraulických charakteristik lze dosáhnout měřením na fyzikálním modelu, při němž se pohybuje přesnost výsledků aplikovaných na skutečnost do 3 %, a dokonce při mimořádně vhodně zvolené koncepci hydrotechnického výzkumu do 1 %. Cílem hydraulického posouzení jednotlivých bezpečnostních přelivů je nutnost provozovatele vodních děl znát kapacitu přelivů z hlediska souvislostí hladiny vody v nádrži v souladu s metodickým pokynem MŽP ČR – TNV 75 2935 „Posuzování bezpečnosti vodních děl při povodních“.

Návrhové povodňové průtoky

Mezinárodní komise pro velké přehrady ICOLD sdružuje státy, které vlastní přehrady a zajímají se o současné dění v přehradním stavitelství ve světě. Pracovní výbor pro bezpečnost přehrad se zabývá konkrétními postupy zvyšování bezpečnosti přehrad. V posledních desetiletích výrazně stouply požadavky na bezpečnost vodních děl v závislosti na míře ochrany lidských životů, majetku, statků a na zabezpečení s ohledem na ekonomické a sociální cítění. Práce vztahující se ke kongresům ICOLD se zabývají (mimo jiné) i spolehlivostí pojistných zařízení přehrad [7], [8], [9]. V roce 1988 byl publikován příspěvek týkající se bezpečnostních přelivů ve vztahu k typologii a obecné bezpečnosti, ze kterého vyplývá nutnost navrhovat bezpečnostní přelivy s jedním typem hydraulického jevu – přepadem vody nebo výtokem otvorem. Kombinace dvou hydraulických jevů vede k výpočtovým problémům, a zároveň ke vzniku dalších nežádoucích přechodových fází, při nichž pulsace proudu vody, někdy i vzduchu, ničí konstrukci objektu přelivu. Proto se projektant a provozovatel vodního díla snaží těmto přechodovým jevům vyhýbat. Typy přelivů a hydraulických jevů jsou znázorněny na *obr. 1.*



Obr. 1. Typy přelivů [10]
A – regulační, *A1* – stavidlový uzávěr, *A2* – segmentový uzávěr, *A3* – klapkový uzávěr, *A4* – pojistný uzávěr, *A5* – bez regulace, *B* – ostatní, *B1* – přepad vody, *B2* – sběrný kanál, *B3* – šachtový přeliv, *B4* – násoska, *B5* – propustek, *C* – kanál, *C1* – volný výtok, *C2* – stupňovitý skluz, *C3* – skluz, *C4* – štola s volnou hladinou, *C5* – štola s tlakovým prouděním, *D* – tlumení energie vody pod přehradou, *D1* – klasický vývar, *D2* – odrazový můstek, *D3* – vodní polštář

S bezpečností přehrad úzce souvisí vstupní hydrologická data, která se mohou v průběhu provozu vodního díla značně měnit. Změna hydrologických dat v průběhu provozování se očekává u všech hydrotechnických staveb, u nichž reálná doba provozu je delší než doba pozorování hydrologických dat do doby výstavby.

Při projektování a výstavbě přehrad na začátku minulého století se v České republice pro návrh pojistných zařízení uvažoval povodňový průtok Q_{100}. Pro zajištění kvalitních hydrologických podkladů je zapotřebí vyhodnocení ze sledování průtoků za co nejdelší období pozorování, což bylo na začátku minulého století prakticky vyloučeno. Z tohoto důvodu byla pro návrh bezpečnostních přelivů přehrad uvažována hodnota nejvyššího známého povodňového průtoku po vyhodnocení hydrologických údajů za krátké období. Po mnoha letech provozu byly hydrologické údaje zpřesněny, což přispívá k posouzení bezpečnosti konkrétního vodního díla z pohledu reálně se vyskytujících průtoků.

Z hlediska požadavků na přeliv jako pojistné zařízení přehrady má zásadní význam možnost přetížení přelivného objektu nad návrhovou kapacitu, aniž by byla ohrožena bezpečnost přehrady. Zkušenosti s výskytem mimořádných povodní u nás v letech 1996-2010 ukázaly, že skutečný průtok za extrémní povodně může být podstatně větší. Proto je v posledních letech zřetelný 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 „Posuzování bezpečnosti vodních děl při povodních“). Z těchto důvodů se stává aktuální znalost hydraulické funkce přelivů při překročení návrhových podmínek velmi důležitým předpokladem pro bezpečné provozování vodního díla jako celku.

V posledních letech se mění také posuzování přehrad na extrémní průtoky ve prospěch bezpečnosti vodního díla. Pro posuzování kapacity pojistných zařízení přehrad se používá průtok extrémní povodně dané hodnotou opakování 1 000 nebo 10 000 let (v závislosti na kategorii vodního díla). Pro zjištění hodnoty extrémního průtoku $Q_{1\,000}$ a $Q_{10\,000}$ se využívají extrapolační metody nebo srážkoodtokové modely. Při posouzení 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 a bývá $Q_{10\,000}$ (u přehrad nižší kategorie je to $Q_{1\,000}$, výjimečně i nižší). Pro dále uvedené přehrady byly testovány kapacity bezpečnostních přelivů sestavené do měrných křivek až do povodňového průtoku $Q_{10\,000}$ nebo na kótu hladiny v nádrži v úrovni koruny přehrady.

Posouzení kapacity bezpečnostních přelivů

Bezpečnostní přelivy přehrad VD Harcov, VD Pařížov a VD Mlýnice byly posuzovány na základě hydraulického výpočtu pro přepad vody a výtoku otvorem.

– Přepad vody

$$Q = \sigma_z m b_0 \sqrt{2g h_0}^{\,3/2},$$

kde Q je průtok [m^3.s^{-1}],
σ_z – součinitel zatopení,
m – součinitel přelivu,
b_0 – účinná šířka přelivu [m],
g – tíhové zrychlení [m.s^{-2}],
h_0 – přepadová výška (včetně rychlostní výšky) [m].

– Výtok otvorem

$$Q = \frac{2}{3} \mu_v b \sqrt{2g} \left[(z_2 + h_{d0})^{3/2} - (z_1 + h_{d0})^{3/2} \right],$$

kde Q je průtok [m^3.s^{-1}],
μ_v – součinitel výtoku,
b – šířka otvoru [m],
g – tíhové zrychlení [m.s^{-2}],
z_2 – vzdálenost od hladiny k dolní hraně otvoru [m],
z_1 – vzdálenost od hladiny k horní hraně otvoru [m],
h_{d0} – rychlostní výška [m].

Nutno poznamenat, že přesnost výpočtů byla dána geometrií a složitostí stavební konstrukce, která má přímý vliv na kapacitu objektu. Při hydraulických výpočtech bylo nutno zohlednit tvar stavební konstrukce součinitelem bočního zúžení, součinitel přepadu ovlivněný klenbou mostu, součinitel výtoku při zahlcení otvoru mostu a součinitel přepadu přes širokou korunu mostu. Zohlednit všechny ukazatele, které ovlivňují kapacitu přelivu při různých hladinách vody

v nádrži, bylo nepostihnutelné a oddělit od sebe jednotlivé součinitele pro konkrétní hydraulický jev (přepad vody přes konstrukci a výtok vody otvorem) je nemožné. Z těchto důvodů je lepší se soustředit na jeden součinitel s tím, že je potřeba pro aplikaci do rovnice přepadu nebo výtoku určitých zkušeností v oboru aplikovaná hydraulika. Hydraulický výpočet měrné křivky v případě zatopení mostem lze uvažovat jako výtok otvorem, ale pouze od poměru *h/a* větší než 2, což nebylo splněno v celém rozsahu hloubek vody v nádrži. Mezi standardním „čistým" přepadem vody a „čistým" výtokem otvorem je přechodový jev, který není hydraulicky popsán pomocí výpočtových rovnic. Cílem hydraulických výpočtů bylo co nejpřesněji popsat měrnou křivku bezpečnostního přelivu, a to pomocí metody analogie s již změřenými přelivy. To znamená, že byl vybrán model, na který se hydraulický výpočet napasoval, aby bylo dosaženo co nejlepší shody výsledků. Pro návrh nového přelivu VD Harcov byl analogicky použit hydraulický model stávajícího bezpečnostního přelivu VD Harcov. Pro posouzení kapacity bezpečnostních přelivů na VD Pařížov byl analogicky použit výzkum modelu bočního přelivu [1] a hydraulický model stávajícího bezpečnostního přelivu VD Harcov. Pro otestování kapacity na VD Mlýnice byl analogicky použit hydraulický model stávajícího bezpečnostního přelivu VD Harcov.

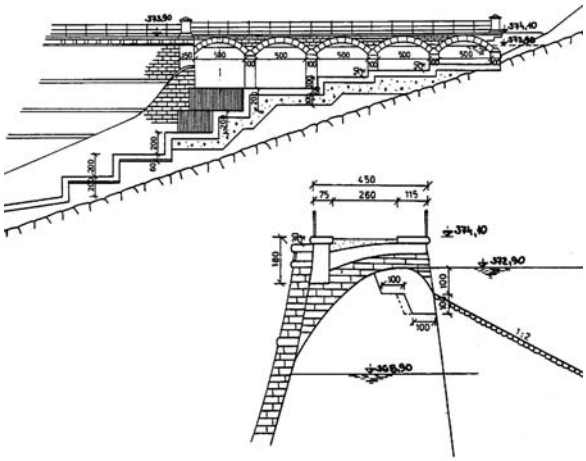
Hydraulické jevy, proudění vody a hydraulické charakteristiky je možno zkoumat na skutečném vodním díle, nicméně z objektivních příčin je tento výzkum značně ztížen, a proto se přistupuje ke zkoumání na zmenšeném modelu v laboratoři. Počáteční, okrajové a limitující podmínky jsou dány rozměrovou, silovou a hmotnostní analýzou, která vychází z podmínek zkoumání jevů na modelu pomocí Froudova zákona mechanické podobnosti. Pokud existuje alespoň částečná rozměrová podobnost, je možno použít pro hydraulické výpočty analogii z předchozích výzkumů. Přepočet jednotlivých charakteristik z původního modelu na skutečné vodní dílo je pomocí vzorců:

– měřítko délek M_l,
– měřítko rychlostí $M_v = M_l^{0,5}$,
– měřítko průtoků $M_Q = M_l^{2,5}$.

VD Harcov

Vodní dílo Harcov bylo vybudováno v letech 1902-1904. Skládá se ze zděné přehrady tížného typu, postavené do oblouku s poloměrem křivosti 120 m, vysoké 19 m nad základovou spárou a dlouhé 157 m v koruně. Výpustní a pojistná zařízení sestávají ze dvou spodních výpustí a z korunového čelního přelivu. Spodní výpusti je potrubí DN 800 mm vedené ve štole, délka potrubí je 16 m. Obě výpusti jsou opatřeny na návodní straně ocelovými stavidly a na vzdušní straně litinovými klínovými šoupátky. Korunový přeliv má pět polí o šířce jednoho přelivného pole 5 m, nad přelivy jsou umístěny klenby s mostovkou, bezprostředně na přelivy navazuje skluz a vývar. Dalšími součástmi vodního díla jsou vodoměrné profily potřebné pro řízení a manipulaci s vodou v nádrži a sedimentační přehrážky v údolí přítoků do nádrže pro zachycení sunutých splavenin. Hlavním účelem díla je zachycení povodňových průtoků Harcovského potoka a jejich snížení na neškodný průtok 6,7 $m^3.s^{-1}$, vytvoření akumulačního prostoru pro zajištění odběru 0,150 $m^3.s^{-1}$ k průmyslovému a dalšímu využití ve městě a v neposlední řadě rekreace a chov ryb spojený se sportovním rybolovem.

V posledních několika letech se pozornost provozovatele vodního díla, státního podniku Povodí Labe, zaměřila na otázku bezpečnosti VD Harcov při průchodu extrémních povodňových průtoků. V první řadě se posuzovala hydrologická data. Je zřejmé, že původní data použitá při projektování více než před sto lety se budou lišit od údajů dnes běžně používaných pro posudky bezpečnosti vodních děl. Požadovaná míra ochrany vzrostla z hodnoty stoleté povodně Q_{100} na hodnotu desetitisícileté povodně $Q_{10\,000}$.



Obr. 2. Pohled na bezpečnostní přeliv ze vzdušní strany a příčný řez přelivem VD Harcov (archiv Povodí Labe, s. p.)

Problematika kapacity přelivu

Současná kapacita bezpečnostního přelivu (pět polí) byla výpočtem stanovena na 16,31 $m^3 \cdot s^{-1}$ a kapacita obou spodních výpustí 12 $m^3 \cdot s^{-1}$. Jen připomeňme, že nejvyšší průtok pozorovaný na Harcovském potoce v době projektování VD Harcov byl 20 $m^3 \cdot s^{-1}$ (30. července 1897). V současné době je hodnota stoleté povodně Q_{100} = 30,1 $m^3 \cdot s^{-1}$.

Zvýšení kapacity bezpečnostního přelivu je teoreticky možné realizovat různými technickými opatřeními, např. zvýšením kapacity stávajícího bezpečnostního přelivu (snížením přelivných hran přelivných polí), vybudováním nové spodní výpusti, přidáním dalšího bezpečnostního přelivu (např. bočního typu na pravém břehu). Je však bezpodmínečně nutné k výběru řešení přistupovat velice odpovědně, aby nedošlo k narušení historického rázu této významné kulturní památky. Pokud budou úpravy po stavební stránce provedeny citlivě (se zachováním charakteru původního zdiva), pak by tento zásah neměl mít nepříznivý vliv na celkový historický ráz vodního díla ani na jeho okolí a životní prostředí.



Obr. 3. Bezpečnostní přeliv, přehrada a přístupové věže k uzávěrům spodních výpustí VD Harcov

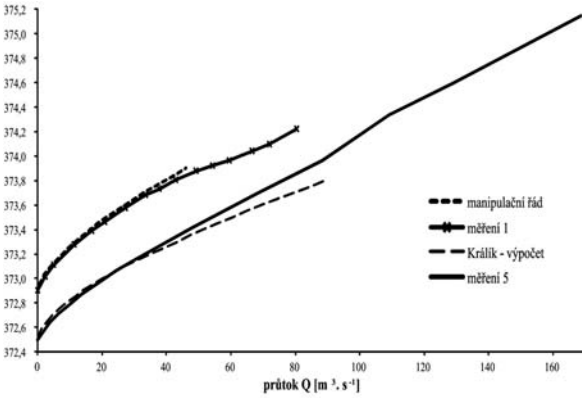
Na doporučení odborníků byly z teoreticky možných variant vybrány a podrobněji rozpracovány ty, které se jeví jako proveditelné. Nicméně před výběrem definitivního zvýšení kapacity vodního díla bude nutné posoudit i kapacitu kaskádového skluzu pod bezpečnostním přelivem. Převádění vody přes kaskádový skluz je velice složitý hydraulický jev, který nelze popsat jednoduchým výpočtem.

Hydrotechnický modelový výzkum

Cílem modelového výzkumu bylo ověřit a zpřesnit výpočty bezpečnostního přelivu a skluzu. Kapacitu přelivu ovlivňuje tvar přelivné plochy, drsnost přelivné plochy, pilíře mezi jednotlivými poli, předpolí bezpečnostního přelivu, klenby mostovek a dolní voda ze skluzu. Všechny tyto detaily bylo třeba zohlednit při fyzikálním modelování, aby výsledky byly co nejvěrohodnější. Na výsledky tohoto výzkumu navazuje etapa, která odpoví na otázky výběru nejvhodnější varianty úpravy bezpečnostního přelivu a skluzu pro převádění kontrolní povodně o průtoku $Q_{10\,000} = 194\ m^3 \cdot s^{-1}$. Model VD Harcov (předpolí, bezpečnostní přeliv, spadiště, klenba mostovky, vývar a koryto pod přehradou) byl navržen a vybudován v měřítku M – 1:20.

Výsledky experimentů

Celkem bylo provedeno sedmnáct různých variant měření dispozičního a konstrukčního uspořádání bezpečnostního přelivu a spodních výpustí i variantního řešení převádění povodňových průtoků na modelu VD Harcov pro řadu simulovaných N-letých průtoků. Pro všechny varianty měření se sledovaly polohy hladin v nádrži, skluzu, vývaru, v korytě pod hrází, měřily se tlakové poměry ve skluzu (pomocí tlakových sond) a rychlostní pole na konci vývaru (pomocí hydrometrických mikrovrtulí). Byl proveden nový návrh tvaru přelivné plochy, žebra ve spadišti a úprava předpolí. Byly zkoumány měrné křivky (kapacita) stávajícího bezpečnostního přelivu a nově navrženého (snížení přelivné hrany o 0,4 m) i s vlivem rozšíření předpolí. Byly zkoumány kombinace otevření spodních výpustí při převádění povodňových průtoků a jejich vliv na proudové poměry ve vývaru a v korytě pod vodním dílem. Porovnáním vypočtené měrné křivky přelivu a naměřené na hydraulickém modelu byly zjištěny rozdíly v kapacitě až 17,5 % na úrovni hladiny v nádrži na kótě 373,8 m n. m. Tento rozdíl v kapacitě je způsoben vlivem nepřesnosti výpočtů – součinitele přelivu, součinitele bočního zúžení, součinitele výtoku otvorem, součinitele zatopení a zakřivením klenby nad přelivem.



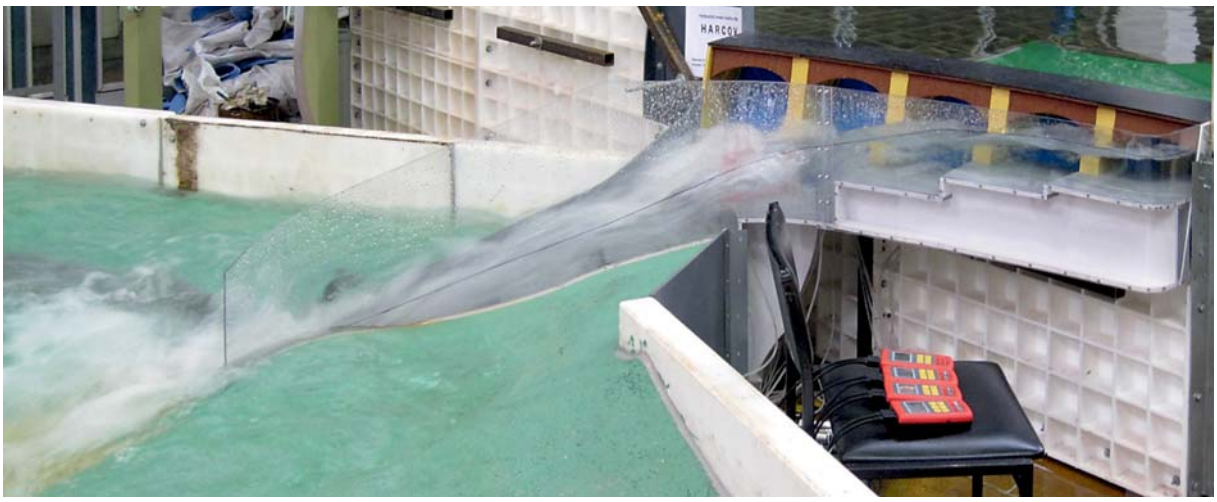
Obr. 5. Porovnání měrné křivky stávajícího a navrženého přelivu u VD Harcov

VD Pařížov

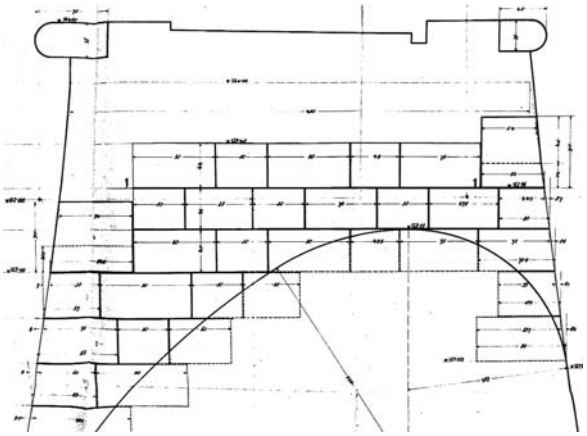
Vodní dílo bylo vybudováno v letech 1909-1913. Hlavní funkcí přehrady je zadržování povodňových průtoků, aby se zmírnily škody obyvatelstva a jejich majetku. Již při přípravě projektu bylo zřejmé, že prostor nádrže nestačí, aby se v něm zachytila povodeň s velkým objemem povodňové vlny. Transformační účinek nádrže průběh povodní s nízkou četností výskytu jen zmírní, a zároveň zpomalí postup povodňové vlny, čímž poskytne větší časový prostor pro záchranná opatření v území pod vodním dílem. V nádrži je malý zásobní prostor pro nadlepšování průtoků řekou v období sucha, který rovněž vytváří vhodné podmínky pro rekreaci u vody a rybaření.

Příprava stavby probíhala s určitými obtížemi, neboť v historii známá povodeň z července 1897 nebyla potřebně zdokumentována. Kapacita jednotlivých částí díla byla tedy navrhována na základě srážkoměrných údajů a teoretických výpočtů. Projekt byl vypracovaný v dubnu 1908, avšak 13. května téhož roku přišla povodeň, jakou do té doby nikdo nepamatoval. Vyhodnocený nejvyšší průtok překročil hodnotu z roku 1897 o 80 $m^3 \cdot s^{-1}$ a dosáhl 230 $m^3 \cdot s^{-1}$, takže bylo nezbytné vše přehodnotit a projekt přepracovat.

Přehrada je v pravé části vybavena bezpečnostním korunovým přelivem o sedmi nehrazených polích, každé o světlé šířce 5 m. Na přelivnou hranu navazuje dlážděný kaskádový skluz zakončený vývarem s jízkem. Pro převádění velkých vod také slouží nehrazený boční přeliv, umístěný při

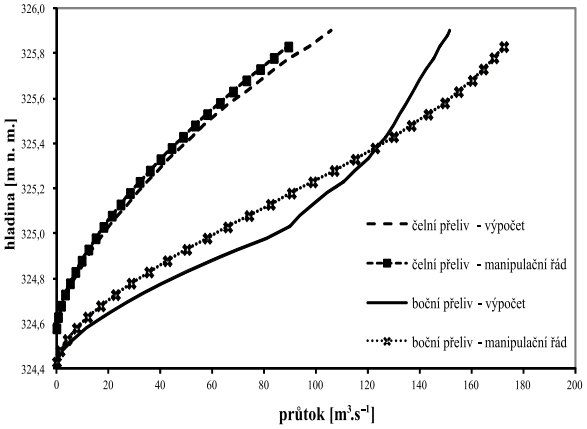


Obr. 4. Měření hladiny, tlaku a pulsací ve skluzu na VD Harcov



Obr. 6. Původní dokumentace tvaru čelního přelivu a mostu VD Pařížov (archiv Povodí Labe, s. p.)

levém břehu. Jeho přelivná hrana je dlouhá 97,4 m a je umístěna o 15 cm níže než přelivná hrana korunového přelivu. Voda z bezpečnostního přelivu je vedena dlážděnou kaskádou do vývaru pod přehradu. Pro regulaci hladiny v nádrži slouží čtyři spodní výpusti. Dvě potrubí DN 800 jsou umístěna ve zděných štolách symetricky k ose přehrady, další dvě potrubí DN 1200 procházejí obtokovou štolou dlouhou 142 m při pravém břehu.



Obr. 7. Měrné křivky bezpečnostních přelivů VD Pařížov

Měrné křivky bezpečnostních zařízení na VD Pařížov byly počítány jako analogie z hydraulického modelu VD Harcov (čelní přeliv) a z modelového výzkumu bočních přelivů (boční přeliv). Porovnáním měrné křivky, vypočtené pomocí analogie k bočnímu přelivu a výpočtu z manipulačního řádu, dojdeme k odchylce až 16,5 %. Tato nesrovnalost je způsobena přístupem k hydraulickému výpočtu různých autorů a možností použití analogie přepočtu kapacity objektu podobného typu přelivu, spadiště a skluzu pro všechny rozsahy hladin v nádrži.

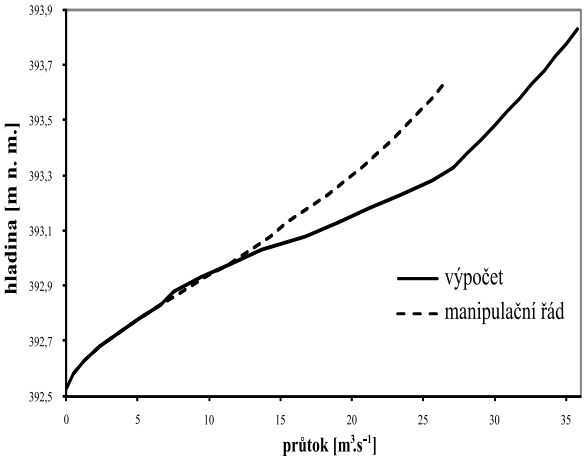
VD Mlýnice

Vodní dílo bylo vybudováno v letech 1904-1906. Přehrada slouží téměř výhradně k zadržování povodňových průtoků – tedy k ochraně níže ležícího území před záplavami. Akumulovaná voda v malém zásobním prostoru umožňuje i určité nadlepšování průtoků v období sucha, v letních měsících je nádrž využívána k rekreaci a rybaření.

Přehrada je gravitační, zděná z lomového kamene oblukového půdorysu o poloměru křivosti 200 m. Sklon návodního líce po kótu 383,50 m n. m. je svislý a dále je návodní líc ve sklonu 10:1. Sklon vzdušního líce se mění plynule, štíhlostní poměr přehrady je 0,66. Pro převádění velkých vod je navržen nehrazený korunový přeliv o pěti polích situovaný uprostřed hráze. Skluz od přelivů je ukončen ve vývaru společném i pro spodní výpusti. K převádění běžných průtoků a k manipulacím s objemem vody v nádrži slouží dvě spodní výpusti DN 800 mm umístěné v příčných štolách hráze u dna údolí.



Obr. 8. VD Mlýnice za povodně dne 7. 8. 2010 (archiv Povodí Labe, s. p.)



Obr. 9. Měrná křivka bezpečnostního přelivu VD Mlýnice

Stanovení průtoku přes bezpečnostní přelivy je provedeno kombinací výpočtu přepadu vody přes přeliv a výtoku velkým otvorem. Vodní dilo Mlýnice je vybaveno korunovým bezpečnostním přelivem o pěti polích. Kóta koruny přelivu je 392,53 m n. m. s šířkou jednotlivý polí 3,9 m. Přepad vody je ovlivněn klenbou se zdvihem od 0,18-0,45 m od koruny přelivu (velmi hrubý odhad z výkresové dokumentace). Určení součinitele přepadu m pro výpočet přepadu je provedeno podle analogie k fyzikálnímu výzkumu přelivu na VD Harcov. Protože dochází k výraznému přisání výtokového paprsku jak k přelivné ploše, tak ke klenbě, je výtok řešen rozšiřujícím se kónickým nátrubkem, výtokový profil je vztažen k rozšířenému průřezu 0,5 m za přelivnou hranou. Rozdíl měrné křivky manipulačního řádu a vypočtené měrné křivky analogií z hydraulického výzkumu VD Harcov je až 19 %. U vodního díla Mlýnice jsou rozdíly v kapacitě způsobeny absencí fyzikálního modelového výzkumu takto hydraulicky složitého přelivu (zvláště při vyšší hladině vody v nádrži) ve fázi projektování a výstavby.

Závěr

Navrhnout a posoudit bezpečnostní přelivy pomocí výpočtů základní hydrauliky lze v jednoduchých případech, kdy nejsou jednotlivé hydraulické jevy vzájemně ovlivňovány a nedochází k nestandardnímu prouděni vody v objektu i okolí těchto objektů. Největší nepřesnosti v hydraulických výpočtech dochází u výpočtu přepadu vody přes bezpečnostní přeliv, kde je mimořádně složité hydraulické proudění, které je obtížně popsatelné základními hydraulickými rovnicemi přepadu a výtoku otvorem (jak bylo uvedeno pro VD Pařížov a VD Mlýnice). Z těchto důvodů je určování měrné křivky velice složité, proto je nejpřesnější možností hydraulický fyzikální výzkum konkrétního bezpečnostního přelivu. Pro případ aplikace analogie pro posuzované bezpečnostní přelivy s již vyzkoumanými lze použít hydraulický výzkum v omezené míře, v závislosti na podobné geometrii obou zkoumaných přelivů.

Hydraulické fyzikální modelování má opodstatnění při řešení složitých konstrukčních uspořádání bezpečnostních přelivů – pojistných zařízení přehrad a při posuzování jejich kapacity a bezpečnosti. Při posouzení původního stavu bezpečnostních přelivů a navazujících objektů a při návrhu rekonstruovaných pojistných zařízení přehrady na VD Harcov byl použit fyzikální model, který věrně popisuje proudění na tomto objektu.

Výsledky těchto výpočtů a měření slouží pro návrh, posouzení a optimalizaci dílčích objektů bezpečnostních zařízení přehrad. Všechna vyhodnocení budou respektována a použita při výběru výsledného návrhu nového kapacitnějšího konstrukčního řešení bezpečnostních přelivů. Na základě výsledků fyzikálního modelového výzkumu může být vhodně řešena projektová dokumentace pro konkrétní vodní dílo. Na VD Harcov byla navržena nová přelivná plocha s podtlakovým režimem proudění vody při povodních vyšších než Q_{20}. Kapacita nově navrženého přelivu je při hladině MBH 373,80 m n. m. 76,3 $m^3 \cdot s^{-1}$, což v součtu se spodními výpustmi odpovídá průtoku $Q_{10\,000}$. Na VD Pařížov je měrná křivka bočního přelivu při vyšších vodních stavech výrazně ovlivňována zatopením ze skluzu a ze spadiště, proto v manipulačním řádu má větší kapacitu než ve skutečnosti. Na VD Mlýnice byla měrná křivka zkoumána z důvodu výpočtu kulminačního průtoku při povodni ze dne 7. 8. 2010. Přešetřením měrných křivek bezpečnostních přelivů dojde k jejich zpřesnění, a tím i ke zpřesnění údajů o průtoku přes vodní dílo při povodni a k lepšímu vyhodnocení povodní.

Článek vznikl za podpory projektu 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] Satrapa, L. a kol.: Fyzikální hydraulický model VD Harcov. [Zpráva], ČVUT v Praze, 2010.
[3] Výkresová dokumentace pro vodní dílo Pařížov. Povodí Labe, 1914.
[4] Kantor, M.: Vyhodnocení kulminačního průtoku na VD Mlýnice ze dne 7.8.2010. ČVUT v Praze, 2010.
[5] Žák, l. a kol.: Jizerskohorské přehrady. místo vydání?, Knihy 555, 2006.
[6] Čábelka, J. – Gabriel, P.: Matematické a fyzikální modelování v hydrotechnice. Praha, Academia 1987.
[7] ICOLD, Question 50, Large capacity outlets and spillways. New Delhi, 1979.
[8] ICOLD, Question 63, Design flood and operational flood control. San Francisco, 1988.
[9] ICOLD, Question 71, Deterioration of spillways and outlet works. Durban, 1994.
[l0] Vischer, D.: Spillway facilities; typology and general safety. Místo vydání?, kdo vydal+ rok.

STAVEBNÍ OBZOR
ROČNÍK 20 ČÍSLO 4/2012

Navigace v dokumentu

OBSAH

Drbohlavová, L. – Kalafutová, P.
Nelineární modelování štíhlých tlačených železobetonových prvků **97**

Šedlbauer, D. – Lepš, M. – Dlouhý, L. – Novák, M:
Optimalizace ve statickém softwaru nejen pro návrh železobetonových konstrukcí **100**

Fajman, P.
Řešení lana s přihlédnutím k jeho deformaci **105**

Králík, M.
Bezpečnostní přelivy zděných přehrad a extrémní povodně **108**

Jelínková, V. – Dohnal, M. – Sněhota, M.
Interpretace výsledků snímkování heterogenních půd nukleární magnetickou rezonancí **114**

Vorel, V. – Línková, L.
Přesnost vytyčování a metodologie Six Sigma **119**

Benešová, H – Falc, P. – Pavlíková, M.
Karbonatace modifikovaných vápenných omítek **123**

Nelineární modelování štíhlých tlačených železobetonových prvků

Ing. Lucie DRBOHLAVOVÁ
Ing. Petra KALAFUTOVÁ
ČVUT v Praze – Fakulta stavební

Článek popisuje možný způsob modelování štíhlých tlačených železobetonových prvků v programu respektujícím nelineární materiálové a geometrické chování prvku.

Non-Linear Modelling of Pushed Slender Reinforced Concrete Elements

The paper describes the possibilities of modelling slender reinforced concrete members subjected to compressive load using analytical software taking into account nonlinear both constitutive and geometric behaviour of the structure.

Úvod

V současné době se stále častěji navrhují subtilnější prvky z betonů vyšších pevností. Vysokohodnotné betony mají lepší vlastnosti z hlediska ochrany výztuže a přenosu případných tahových namáhání. Tento trend se odráží v inženýrské praxi jako nedostatek zkušeností s návrhem betonů vyšších tříd pevnosti a pro štíhlé prvky též se způsobem použití obecné metody obsažené v normě [1], která poskytuje jen obecná doporučení, nikoli však použitelný výpočetní postup pro návrh a posouzení prvku. Proto vznikla potřeba ověřit skutečné chování štíhlých a velmi štíhlých konstrukcí s tím, že získané výsledky doplní chybějící informace o jejich materiálových a geometrických vlastnostech. Pouze experiment prověří skutečné chování prvku, ovšem vzhledem k finanční a časové náročnosti nelze u všech tlačených konstrukcí zkoušky před zhotovením provádět.

Článek poskytuje možný návod, jak využitím obecné metody v programu zohledňujícím nelineární chování vytvořit výpočetní model. S jeho pomocí pak lze stanovit reprezentativní hodnotu kritické síly a k ní příslušný průhyb při ztrátě stability prvku nebo porušení nejvíce namáhaného průřezu štíhlého tlačeného prvku.

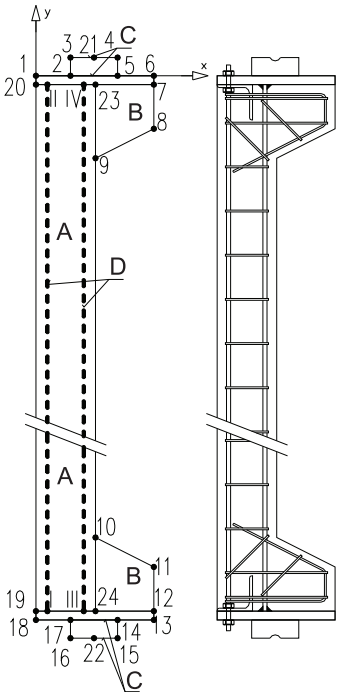
Modelování a kalibrace prvku

Model zkoušeného prvku poskytuje potřebné informace o jeho chování, predikuje kritická místa a udává s určitou tolerancí velikost působící síly a průhybu při porušení. V současnosti existuje několik výpočetních programů umožňujících nelineární výpočet, jedním z nich je i ATENA 2D. Program ATENA je určen k nelineární analýze betonových konstrukcí, respektuje nelineární pracovní diagramy materiálů, používá vlastní prvky, standardní pracovní diagramy a podmínku porušení podle FIB MC 90. Software pracuje pomocí iterací, přičemž při vzniku trhliny generuje novou síť konečných prvků, která vzniklou trhlinu respektuje [2].

Pro správné fungování modelu je nutná jeho kalibrace, což lze provést pouze s reálnými materiálovými charakteristikami, které se získají experimentální činností. Na Technické univerzitě v Darmstadtu byla v roce 1965 provedena série šestnácti zkoušek excentricky zatěžovaných železobetonových sloupů. Měly přispět k dalšímu zpřesnění a popsání únosnosti takovýchto konstrukcí a ulehčit práci široké inženýrské veřejnosti při navrhování [3]. Pro kalibraci modelu byl použit pilíř S1.2, pevnostní charakteristiky betonu byly stanoveny na 9 krychlích a 3 hranolech. Výška sloupu byla 3,4 m, rozměry průřezu byly 202x253 mm (tělo zkoušeného prvku) a v patě/hlavě prvku byl vzorek rozšířen na 400x253 mm. Toto rozšíření bylo vytvořeno z důvodu excentrického vnášení zatížení (e = 96 mm). Štíhlost celého prvku byla λ = = 58,2. Sloup byl kloubově uchycen ve zkušební stolici.

Zatížení bylo zvyšováno ve stejných, předem určených přírůstcích ΔN a časových intervalech Δt až do porušení. Pro sloup S1.2 byla při porušení odečtena na měřicí liště hodnota síly N = 326 kN, tomuto zatížení odpovídala výchylka w = = 34 mm.

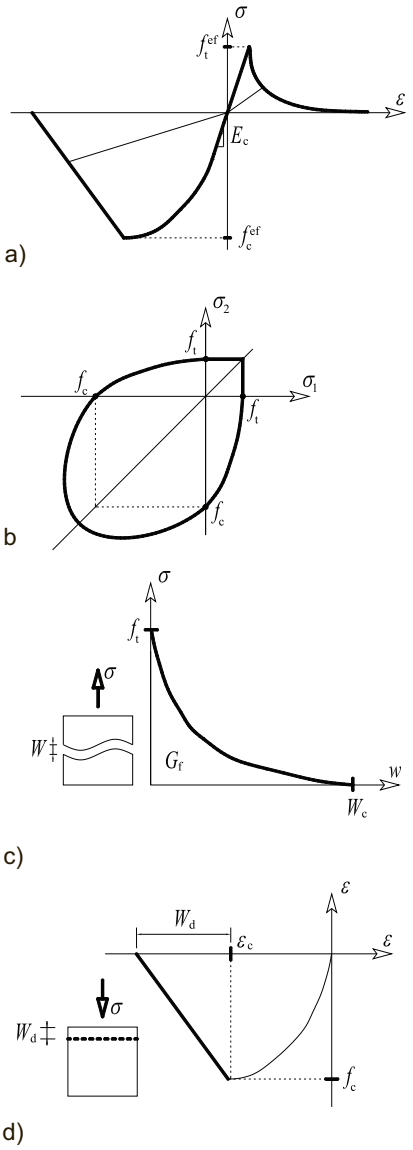
V programu byla standardními zadávacími metodami vytvořena geometrie pilíře S1.2. Skutečná geometrie prvku byla pro účely modelu rozdělena podle druhu a působení materiálu na sekce označené písmeny A – D (*obr. 1*):



Obr. 1. Model sloupu S1.2

– tělo zkušebního prvku A je vytvořeno pomocí materiálového modelu SBETA, který je charakterizován pracovním diagramem na *obr. 2a*, dále je v tomto modelu zadávána dvojosá obálka porušení (*obr. 2b*). Jak pracovní diagram, tak obálka porušení, jsou definovány modulem pružnosti

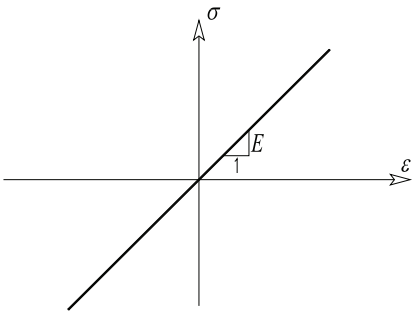
betonu E, pevností v tahu f_t a pevností v tlaku f_c. Dále je zadáváno Poissonovo číslo μ. Diagram rozevírání trhlin, zadávaný prostřednictvím specifické lomové energie G_f s exponenciálním tahovým změkčením, je znázorněn na *obr. 2c*. Tlaková houževnatost je zadána definovanou hodnotou poměrného přetvoření betonu ε_c (*obr. 2d*);



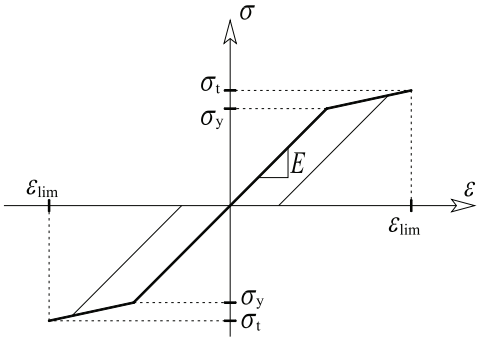
Obr. 2. Materiálový model betonu SBETA

– pro krátkou konzolu B byl vybrán lineární pracovní diagram betonu z důvodu eliminace smykového porušení zkušebního tělesa v této oblasti. Zvolený pracovní diagram (*obr. 3*) je definován modulem pružnosti betonu E, dále je definováno Poissonovo číslo μ;
– ocelové roznášecí desky a simulace kloubového upevnění C byly také vytvořeny tímto pracovním diagramem, který byl ovšem definován modulem pružnosti oceli E a doplněn o Poissonovo číslo μ;
– nosná výztuž prvku D je zadána prostřednictvím bilineárního pracovního diagramu se zpevňující větví (*obr. 4*). definovaného modulem pružnosti oceli E, napětím na mezi kluzu σ_y a napětím na mezi pevnosti σ_t. Poměrné přetvoření je omezeno hodnotou ε_{lim}. Takto idealizovaný diagram nejlépe odpovídá skutečnému chování betonářské výztuže.

Smyková výztuž byla zadána jako „rozmazaná“, pracovní diagram je totožný s materiálovým modelem nosné výztuže D, který je navíc doplněn stupněm vyztužení.



Obr. 3. Lineární pracovní diagram materiálu



Obr. 4. Bilineární pracovní diagram betonářské výztuže se zpevněním

U všech materiálových modelů byla navíc specifikována teplotní roztažnost α a objemová hmotnost ρ. Při zadávání jednotlivých veličin bylo použito středních hodnot získaných experimentálním měřením.

Podpory i zatížení (přírůstkem přetvoření) byly zadány pomocí jednotlivých zatěžovacích stavů. Snímače byly modelovány prostřednictvím monitorovacích bodů, které plně kopírují jejich funkci. Prostřednictvím těchto bodů jsou získávány potřebné údaje o chování ve všech fázích zatěžování až do porušení prvku.

Pro dělení na konečné prvky byl zvolen čtyřúhelníkový typ sítě s velikostí prvků 0,02 m, kterou automaticky provádí generátor. Pro výpočet byla použita kombinace standardní Newtonovy–Raphsonovy metody a metody Arc Length.

Standardní Newtonova–Raphsonova metoda je metoda hledání kořenů reálných funkcí. Jde o jednobodovou iterační metodu, v níž při přechodu k aproximaci kořene x_{i+1} použijeme pouze iteraci obsaženou v předchozím bodě x_i. Proti metodě jednoduché iterace využívá Newtonova metoda ke zrychlení konvergence kromě funkční hodnoty $f(x_i)$ i hodnotu první derivace funkce $f'(x_i)$.

Matematicky lze tuto metodu popsat následující definicí. Předpokládejme, že $f:[a, b] \rightarrow R$ je diferencovatelná funkce definovaná na intervalu [a, b] v oboru reálných čísel R. Dále předpokládejme, že známe aproximaci x_i, potom je možné vypočítat derivaci funkce v tomto bodě $f'(x_i)$ pro získání lepší aproximace x_{i+1} podle vztahu

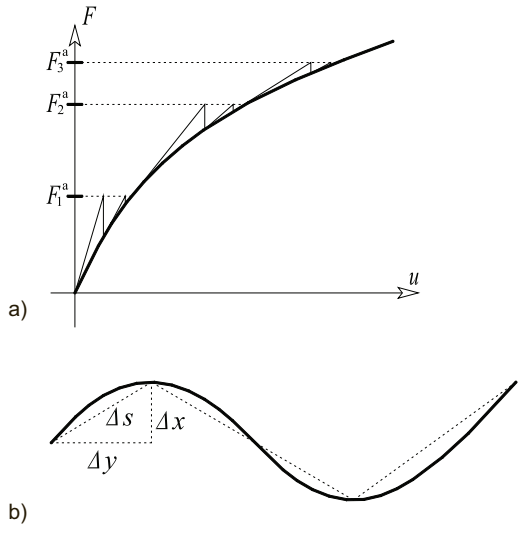
$$f'(x_i) = \frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{f(x_i) - 0}{x_i - x_{i+1}}, \qquad (1)$$

který lze po úpravě psát v podobě

$$x_{i+1} = x_i - \frac{f(x_i)}{f'(x_i)}. \qquad (2)$$

První krok iterace při hledání řešení $f(x) = 0 \cdot x_i$ představuje původní odhad, v bodě $f(x_i)$ je sestrojena tečna ke křivce $f(x)$. V místě, kde tečna protíná osu x, se nachází nový odhad x_{i+1}. Za počáteční iteraci x_0 bývá volen ten krajní bod intervalu, pro který je $f(x) \cdot f''(x) > 0$. Newtonova metoda konverguje velmi rychle. Označíme-li ε_i chybu, s níž je určena aproximace kořene x_i v i-té iteraci, platí vztah $\varepsilon_{i+1} = k \cdot \varepsilon_i^2$, kde je k reálná konstanta. Musí však být splněny určité podmínky. Je třeba, aby funkce $f(x)$ měla ve studovaném intervalu jediný kořen a derivace $f'(x)$ a $f''(x)$ byly v tomto intervalu spojité a neměnily v něm znaménko. Princip použití této iterační metody pro výpočet průhybu je naznačen na *obr. 5a*.

Metoda Arc Length, často též nazývaná rektifikace křivky, slouží k určení délky nepravidelné části oblouku. Křivka, např. v rovině, může být nahrazena konečným počtem bodů ležících na téže křivce spojených přímkami, které vytvoří jakousi polygonální „cestu" (*obr. 5b*). Potom je možné jednoduše stanovit délku každého lineárního segmentu,



Obr. 5. Schéma postupu vyšetřování iteračních metod

např. v eukleidovském prostoru pomocí Pythagorovy věty. Celková délka aproximace křivky je dána součtem délek všech dílčích přímek. Lepší aproximace je možné dosáhnout sledováním tvaru křivky „více těsněji", použitím většího množství segmentů kratších délek. Takto vypočtená délka úspěšně aproximované křivky se nesmí zkracovat, naopak se prodlužuje teoreticky nekonečně, jak se limitně blíží délka dílčích segmentů k nule.

Obdobně lze tuto metodu matematicky popsat následující definicí. Nechť C je křivka v eukleidovském prostoru $X = R^n$, pak C je obrazem spojité funkce $f:[a, b] \to X$ na intervalu $[a, b]$ náležejícího X. Z části intervalu $[a, b]$ $a = t_0 < t_1 < \ldots < t_{n-1} < t_n = b$ dostaneme konečný soubor bodů $f(t_0)$, $f(t_1), \ldots, f(t_{n-1}), f(t_n)$ na křivce C, kde $d(f(t_i), f(t_{i+1}))$ označuje vzdálenost od $f(t_i)$ do $f(t_{i+1})$, což je délka přímky spojující dva následující body. Délka oblouku L křivky C je potom definována následovně

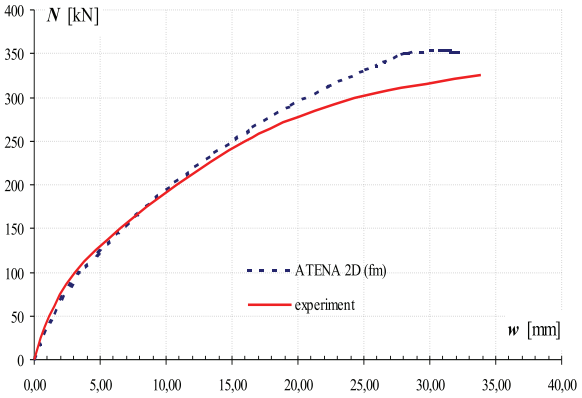
$$L(C) = \sup_{a=t_0<t_1<\ldots<t_{n-1}<t_n=b} \sum_{i=0}^{n-1} d\left(f(t_i), f(t_{i+1})\right), \qquad (3)$$

kde je suprémum bráno přes všechny segmenty intervalu $[a, b]$ a n je neomezeno.

Délka oblouku je buď konečná, nebo nekonečná. Když $L < \infty$, pak je křivka C rektifikovatelná, v opačném případě je nerektifikovatelná. Tato definice délky oblouku nevyžaduje, aby křivka C byla diferencovatelná funkce.

Celý výpočet iteroval celkem ve 37 krocích po maximálně 40 iteracích v každém kroku podle míry konvergence. V prvních 11 krocích výpočtu je použita standardní Newtonova–Raphsonova metoda, neboť rychle konverguje a je vhodná pro popis lineárního chování prvku. Ve zbývajících 26 krocích byla převedena výpočetní metoda na Arc Length, která výrazně lépe vystihuje plastické chování prvku. Modelovaný prvek selhal při síle N = 352 kN, které odpovídala výchylka w = 28,53 mm.

Výsledné hodnoty sil a průhybů získaných z experimentu a numerickým výpočetním modelem jsou znázorněny a porovnány na *obr. 6*. Rozdíl v průběhu křivek $N - w$, získaných oběma způsoby, je v místě maximální odchylky menší než 5 %.



Obr. 6. Porovnání výsledků z kalibrace modelu

Závěr

V článku je popsáno nelineární modelování štíhlého tlačeného prvku v programu ATENA 2D, verze 4.2.2.0 (4.2.2.2). Pro verifikaci výpočtu byly prozkoumány výsledky experimentu provedeného na Technické universitě v Darmstadtu a po pečlivém rozboru byl pro následné modelování vybrán sloup S1.2.

Podrobně jsou popsány zvolené materiálové modely, metody výpočtu, zatěžovací stavy a vytvoření idealizovaného uložení prvku. Dále byl vybrán typ a velikost sítě konečných prvků.

Takto kalibrovaný model lze použít jako predikce chování prvků s několikanásobně rozdílnou štíhlostí za použití materiálů vyšších pevností, což bude ještě ověřeno připravovaným experimentálním výzkumem.

Článek vznikl za podpory Studentské grantové soutěže ČVUT SGS11/107/OHK1/2T/11 „Komplexní analýza železobetonových konstrukcí extrémně zatížených".

Literatura

[1] ČSN EN 1992-1-1 – Navrhování betonových konstrukcí, Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
[2] Vořechovský, M. – Červenka V.: ATENA Programová dokumentace, Část 2. [Uživatelský manuál], 2002.
[3] Neumel, A. – Schwarz, H. – Kasparek, K. H. – Makovi, J.: Tragverhalten ausmittig beanspruchter Stahlbetondruckglieder. Heft 204, Verlag Berlin 1969.

Optimalizace ve statickém softwaru nejen pro návrh železobetonových konstrukcí

Ing. David ŠEDLBAUER
Ing. Matěj LEPŠ, Ph.D.
ČVUT v Praze – Fakulta stavební

Ing. Lukáš DLOUHÝ
Ing. Martin NOVÁK, CSc.
Nemetschek Scia, s. r. o.

Článek se zabývá optimalizačním modulem v programu Scia Engineer a jeho využitím pro návrh konstrukcí. Nejprve je představena samotná aplikace, princip jejího fungování, optimalizační proces a metody, spolu s popisem parametrizace modelu, a následně ukázáno využití aplikace na konkrétním příkladu návrhu patra železobetonového objektu.

Optimization in Structural Software not only for the Design of Reinforced Concrete Structures

This paper investigates the optimization module in the Scia Engineer program and its use for the design of structures. First, the application itself is introduced, the principle of its performance, the optimization process and methods together with the description of parametrization of the model. Then, the use of the application is shown on a specific example of the design of a storey of a reinforced concrete structure.

Úvod

V dnešní době se do popředí zájmů ve stavebním inženýrství dostávají stále častěji ekonomické a ekologické aspekty. Vezměme v úvahu obrovskou světovou produkci betonu (přibližně 10^{10} tun za rok), se kterou jsou spojené emise CO_2 a dalších škodlivin nebo se kterou jdou ruku v ruce vysoké náklady na materiál a dopravu. To jsou důvody, proč se zabývat optimalizací nejen železobetonových konstrukcí nejlépe již při jejich návrhu.

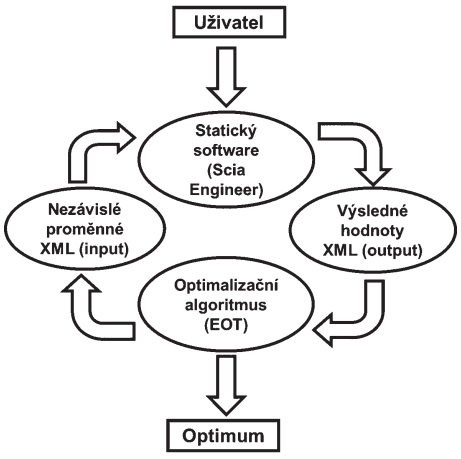
I když na trhu s programy pro návrh stavebních konstrukcí existuje mnoho komerčních produktů, ve většině z nich optimalizace chybí. Kromě toho návrh a dimenze prvků konstrukce bývají chápany jen jako výpočty s následným posouzením tak, aby vše vyhovovalo předepsaným normám. Ale nalezení optimálních tvarů a dimenzí konstrukce či jejích prvků bývá otázkou zkušeností projektanta a jeho dobrého odhadu, který pak bývá potvrzen výpočtem. Jak známo, procesy a algoritmy vedoucí k nalezení optimálních konstrukcí jsou používány v praxi ve strojírenství. Bohužel, ve stavebnictví se s něčím podobným setkáme ojediněle. Jedním z důvodů, proč tomu tak je, je absence softwarů, které by v krátkém čase s problémy optimalizace projektantovi pomohly. Dalšími důvody jsou složitost optimalizačních úloh ve stavebnictví a množství omezujících podmínek, vycházejících z norem.

Ve spolupráci firmy Nemetschek Scia a Fakulty stavební ČVUT je vyvíjen optimalizační modul, který byl přidán do statického programu Scia Engineer. Cílem spolupráce je získat nástroj schopný optimalizovat jakoukoli konstrukci na základě vlastností definovaných sadou parametrů, což znamená vytvořit nástroj pro obecnou optimalizaci využitelný v praxi.

Optimalizační modul

Scia Engineer Optimization Toolbox (EOT) je softwarový modul pro optimalizaci konstrukcí. Tato samostatně spustitelná aplikace běží mimo standardní program Scia Engineer. Optimalizace je možná, pokud je daná konstrukce parametrizována. Proces optimalizace může být znázorněn několika kroky (*obr. 1*):

– tvorba modelu konstrukce v programu Scia Engineer;
– parametrizace modelu, tzn. definování a přiřazení parametrů v modelu vybraným entitám. Parametry mohou být různých typů, a zároveň mohou být definovány číselně nebo pomocí logických operátorů. Jelikož parametry z modelu vstupují v další části do optimalizace jako proměnné, umožňují výše zmíněné typy parametrů zavést omezující podmínky již v tomto kroku;
– pro každý parametr se nastaví v aplikaci EOT počáteční hodnota a horní a dolní mez, ve které se bude parametr při optimalizaci pohybovat. Definuje se cílová funkce pomocí parametrů nebo využitím jiných funkcí (goniometrické, exponenciální atd.);
– vybraný optimalizační algoritmus řídí celý proces až do nalezení optima;
– komunikace mezi modulem EOT a samotným programem Scia Engineer se děje na základě XML[1)] dokumentů;



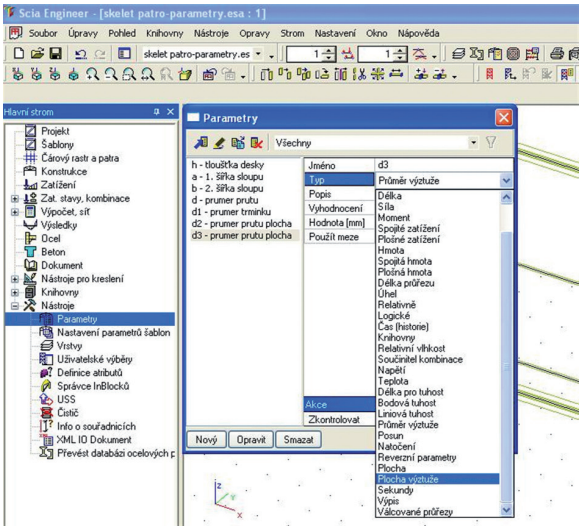
Obr. 1. Diagram procesu optimalizace

[1)] Extensible Markup Language – rozšiřitelný značkovací jazyk, určený především pro výměnu dat mezi aplikacemi a pro publikování dokumentů.

– výsledky každé iterace jsou uloženy v EOT a mohou být exportovány v různých datových formátech a dále zpracovány.

Parametrizace modelu

Optimalizační aplikace je založena na parametrizačním nástroji, který je implementován přímo do programu Scia Engineer. Uživatel může díky tomuto nástroji definovat vlastní parametry, které vstupují jako nezávislé proměnné do procesu optimalizace. Tyto proměnné mohou být různých typů – délka průřezu, průměr výztuže, plocha výztuže nebo logický operátor (*obr. 2*).



Obr. 2. Vytvoření a definice parametrů

Následně je nutné definované parametry začlenit do modelu, řečeno jinak, přiřadit entitám vybrané parametry. Parametry mohou být dvojího druhu. Vstupní, které přímo ovlivňují charakter vybraných entit modelu, a výstupní, které jsou výstupními hodnotami výpočtu provedeného programem Scia Engineer (jednotkový posudek, váha konstrukce, plocha výztuže atd.).

Optimalizační metody

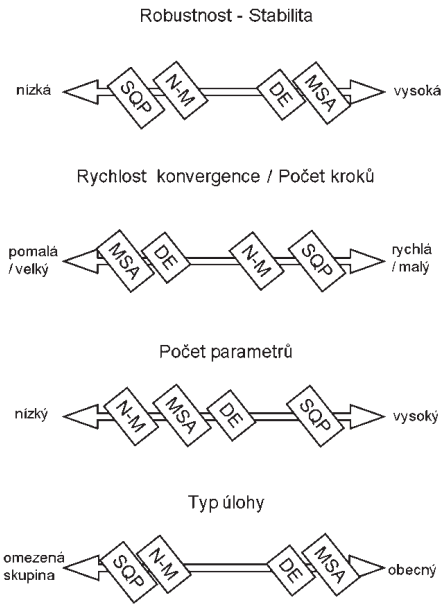
Součástí výzkumu jsou i optimalizační metody a jejich použití v různých situacích a optimalizačních úlohách. V současnosti je v modulu EOT implementována jednokriteriální optimalizace s okrajovými podmínkami. Obecně můžeme druhy optimalizací podle Stevena [1] rozdělit do čtyř základních kategorií:

– topologická optimalizace,
– optimalizace tvaru,
– rozměrová optimalizace,
– optimalizace skladby.

Díky nástroji parametrizace je možno řešit všechny zmíněné typy optimalizačních úloh. Momentálně mohou být řešeny pěti různými optimalizačními metodami, které lze podstatou a vnitřním algoritmem zařadit do čtyř možných typů:

– stochastické metody, mezi něž patří rozšířené simulované žíhání (MSA – Modified Simulated Annealing [2]) a diferenciální evoluce (DE – Differential Evolution [3]);
– gradientní metody; sekvenční kvadratické programování (SQP – Sequential Quadratic Programming [4]);
– heuristické metody; Nelderova-Meadova metoda (N-M – Nelder-Meadstrategy [5]);
– jednoparametrické metody; metoda zlatého řezu (Golden section [6]).

Jak je z přehledu zřejmé, různé metody jsou použitelné pro různé případy optimalizace, v závislosti např. na velikosti konstrukce nebo počtu použitých parametrů (*obr. 3*).



Obr. 3. Porovnání optimalizačních metod

Při optimalizaci železobetonových konstrukcí výsledky posudků a návrhů prvků nebývají spojité funkce. Proto se nedají použít všechny implementované metody. Díky robustnosti se proto pro optimalizace železobetonových konstrukcí jeví jako nejefektivnější metoda rozšířeného simulovaného žíhání, která kombinuje principy simulovaného žíhání a genetického algoritmu. Z metody simulovaného žíhání se využívá principu teorie minimálních energetických stavů a z genetického algoritmu princip populace jedinců proti vyhledávajícímu bodu [7].

V algoritmu vybrané metody se objevuje pravděpodobnost přijetí nového řešení. To je přijato i v případě, že má horší hodnotu cílové funkce než řešení původní. Pravděpodobnost je zde exponenciální funkcí o základu *e*, kde v exponentu je rozdíl cílových funkcí nového a starého řešení vydělen aktuální teplotou žíhání. Tento krok umožňuje dostat se z lokálních extrémů cílových funkcí.

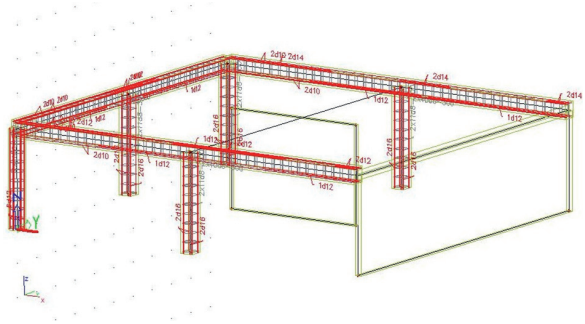
Optimalizace návrhu železobetonového skeletu

Pro ukázku optimalizace byl vybrán bytový dům v ulici Pod novým lesem v části Prahy 6. Jde o železobetonový skelet s jedním podzemním a pěti nadzemními podlažími. Hlavní skeletový konstrukční systém je doplněn železobetonovým stěnovým jádrem a obvodovými stěnami. Pro názornější interpretaci bylo k optimalizaci vybráno předposlední patro objektu [8].

Modely

Abychom byli schopni porovnat cenu konstrukce, je vhodné vypracovat dva modely patra – idealizovaný model skutečného provedení a model parametrický. Na konstrukci modelovaného patra působí vlastní tíha, stálé zatížení, užitné zatížení a zatížení větrem. Zatížení sněhem se, dle [9] a vzhledem k půlkruhovému tvaru střešní konstrukce, uvažuje nulové.

V modelu skutečného provedení (zpracovaného podle modelu z programu FEAT 2000), podle kterého byl objekt skutečně vystaven, jsou použity sloupy kruhového (∅ 500 mm) a čtvercového (400x400 mm) průřezu a žebra obdélníkového (470x400 mm) průřezu. Stropní deska je tloušťky 300 mm, zatímco stěny tloušťky 200 mm. Použitými materiály jsou beton třídy C30/37 a ocelová výztuž B 500B. Vyztužení bylo navrženo s využitím automatického návrhu výztuže, který je součástí programu Scia Engineer (*obr. 4*). Samozřejmostí je vyhovění normovým požadavkům [10] na únosnou a použitelnou konstrukci. Celková hmotnost takto navržené výztuže je pro model skutečného použití 5 415 kg. Objem betonu, se kterým je uvažováno pro model skutečného provedení, je pro dané patro 46,386 m³.



Obr. 4. Grafický výstup automatického návrhu výztuže

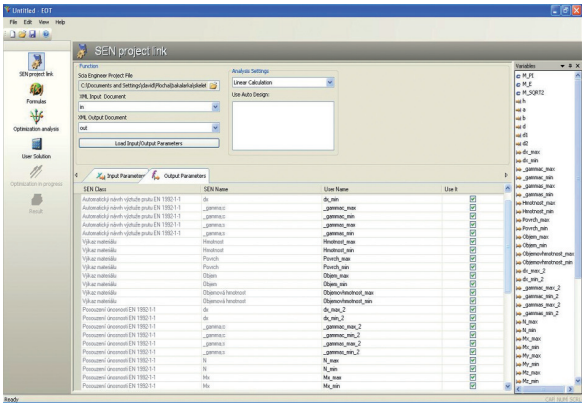
Pro účely optimalizace se musí do druhého modelu vnést parametry, jejichž kombinací spolu s okrajovými podmínkami se budeme snažit dostat optimální, v tomto konkrétním příkladu minimální, hodnotu cílové funkce. Cílová funkce představuje součet ceny hmotnosti výztuže a ceny objemu betonu. Zvolenými parametry jsou rozměry průřezů prutových prvků, tloušťka plošných prvků, průměr podélné výztuže a třmínků v prutových prvcích a průměr výztuže v desce a stěnách, jak ukazuje výpis s hodnotami z modelu v *tab. 1*.

Tab. 1. Parametry materiálu

Označení	Typ	Popis	Rozměr [mm]
h	délka průřezu	tloušťka desky	300
a		výška průřezu	500
b		šířka průřezu	400
d	průměr výztuže	pruty	24
d1		průměr třmínků	8
d2		průměr výztuže plochy	8

Postup

Pokud jsme vytvořili model, do kterého byly zakomponovány parametry a vytvořeny soubory XML, již nic nebrání spuštění EOT.exe. Ve verzi Scia Engineer 2010.1 a starší je soubor umístěn v adresáři, v němž je nainstalován samotný Scia Engineer, jinak se po standardní instalaci nachází v programové nabídce. Po spuštění se otevře okno, v němž je nutné vyhledat parametrizovaný model včetně příslušného vstupního a výstupního XML souboru či souborů. Veškeré načtené proměnné se zobrazují v pravé části okna, zatímco vlevo je lišta s nabídkami (*obr. 5*). Ne všechny načtené proměnné však budou při optimalizaci třeba, proto se doporučuje zbytečné ze seznamu vyškrtnout. Pro příklad optimalizace patra je potřeba celkem osm proměnných, které budou



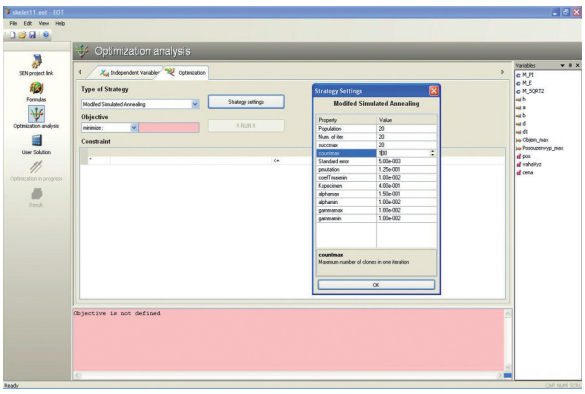
Obr. 5. Úvodní okno optimalizačního modulu EOT s načtenými parametry

sloužit jednak k vyjádření cílové funkce a jednak, v případě proměnných pro posouzení, k omezujícím podmínkám:

1. Objem_max
   vypočítá objem betonu v celé konstrukci včetně plošných prvků;
2. Uz_min
   určí maximální průhyb na desce. Pro posouzení se porovná tato hodnota s 1/500 rozpětí pole desky, což je konzervativní hodnota průhybu;
3. Posouzenvyp_max
   unit check neboli posouzení prvků na mezní stav únosnosti a použitelnosti. Vyhovující je tehdy, když je v rozmezí hodnot 0 a 1, přičemž krajní hodnoty do intervalu patří;
4. Celkovvha_max
   váha výztuže pro prutové prvky včetně třmínků, pro plošné prvky se určí pomocí vlastní funkce;

5.-8. Ar1_max, Ar2_max, Ar1_max_2, Ar2_max_2
   nutná přídavná plocha výztuže k parametricky zadané výztuži v plošných prvcích.

V záložce **[Formulas]** je možné si vytvořit vlastní funkce, které budou vstupovat do procesu optimalizace. V našem případě jich bylo využito pro definování hmotnosti výztuže použité v plošných prvcích, stejně jako pro vytvoření cílové funkce. Následující záložka **[Optimization analysis]** obsahuje dva oddíly. V prvním oddílu **[Independent variables]** se zadávají meze pro jednotlivé parametry. Je zde také možnost nastavit pro parametry kroky, po kterých se mohou jejich hodnoty pohybovat. Výčet hodnot parametrů je poté nespojitý. Druhý oddíl **[Optimization]** se zabývá výběrem optimalizační metody a nastavením parametrů pro vybranou metodu (*obr. 6*). V daném oddílu se také nastavují omezují-



Obr. 6. Nastavení optimalizační metody v prostředí EOT

cí podmínky a určuje se, která ze zvolených proměnných bude představovat cílovou funkci. Po těchto úkonech se již může spustit optimalizace výmluvným tlačítkem **[RUN!!!]**.

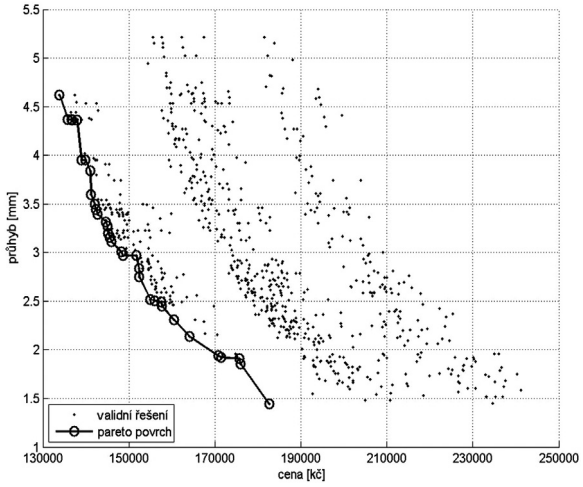
Průběh akce je možné sledovat na obrazovce, na níž se objevují dílčí výsledky optimalizace i s průměrným časem na iteraci a celkovým časem procesu. Pokud bychom měli vlastní sadu parametrů, nebo by byla zadána investorem, lze zjistit hodnoty cílové funkce hned, a to v záložce **[User solution]**. Tento úkon se může udělat buď před spuštěním optimalizace, anebo po ní, a posloužit může například k porovnání vybraného řešení s řešením optimálním.

Výsledky

Po dokončení optimalizačního procesu je možné výsledky exportovat, a to v několika formátech. Samozřejmostí je možnost exportu do tabulkového editoru Excel sady Microsoft Office. Pro náš případ bylo vygenerováno celkem 1 572 řešení, z toho bylo 898 platných (řešení, která splňovala všechny omezující podmínky). Čas na jednu iteraci byl 22 s, celkový čas na optimalizaci byl necelé 9 a 3/4 hodiny, což ukazuje na možnost využití optimalizačního nástroje v projekčních kancelářích, kde může být proces spuštěn při odchodu ze zaměstnání a dokončen v průběhu jedné noci. Takto lze efektivněji využít výpočetní techniku a nezatěžovat ji v pracovní době.

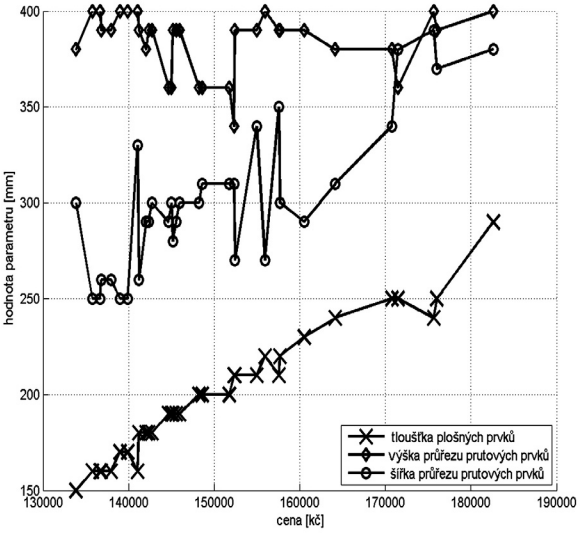
Výsledky z EOT nabízejí mimo jiné 20 nejlepších řešení včetně hodnot parametrů a hodnot cílové funkce. Nejlevnější konstrukce splňující okrajové podmínky je za 133 840 Kč, přičemž jednotkové ceny byly vyměřeny podle průměru cen vybraných firem v Česku v roce 2010 pro beton 1 850 Kč/m^3 a pro ocel 20 Kč/kg. V porovnání s modelem skutečného provedení, v němž byla cena patra 194 104 Kč, se využitím optimalizace mohlo ušetřit až 30 % z nákladů na hlavní materiály.

I když byla uvažována konzervativnější limitní hodnota pro průhyb desky, nebyla okrajová podmínka průhybu pro optimalizaci nikterak určující. Ovšem v závislosti průhybu na ceně se ukazuje, že úloha je vícekriteriální – má více optimálních řešení, jejichž výčet představuje Paretovu hranici (*obr. 7*).

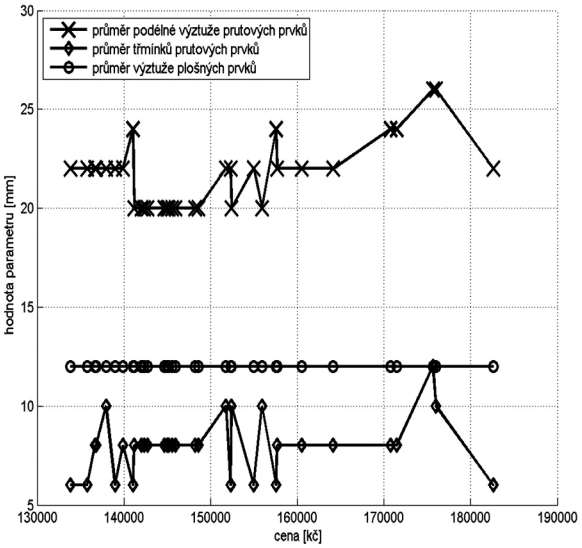


Obr. 7. Závislost průhybu desky na ceně – platná řešení s vyznačením Paretovy hranice

Zajímavé a pro projektanta velmi důležité je zjistit, kombinací jakých vstupních parametrů se lze na křivku optimálních řešení s návrhem dostat, popř. který parametr polohu na zobrazeném grafu nejvíce ovlivňuje. Díky parametrizaci modelu a výstupům z aplikace EOT lze i na tyto otázky získat adekvátní odpovědi. V představovaném příkladu optimalizace patra se ukazuje, že výslednou cenu konstrukce nejvíce ovlivňuje průměr výztuže pro plošné prvky. Jeho hodnota je totiž neměnná pro všechna optimální řešení. Další parametry již podobně markantní závislost neukazují, jelikož značně oscilují. Za povšimnutí však stojí ještě parametr tloušťky desky, který má s rostoucí cenou a klesajícím průhybem zhruba lineárně vzrůstající průběh. To potvrzuje platnost výsledků s obecně danými fyzikálními a mechanickými zákonitostmi. Závislosti jednotlivých parametrů jsou pak na grafech v *obr. 8* a *obr. 9*.



Obr. 8. Závislost průřezových parametrů na ceně pro povrch Pareto

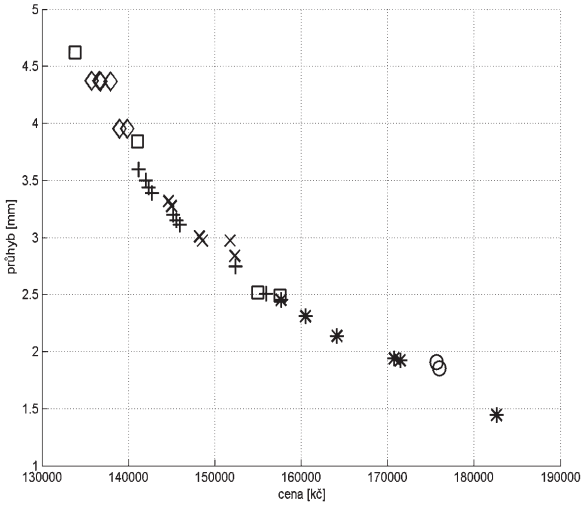


Obr. 9. Závislost parametrů průměrů výztuže na ceně pro povrch Pareto

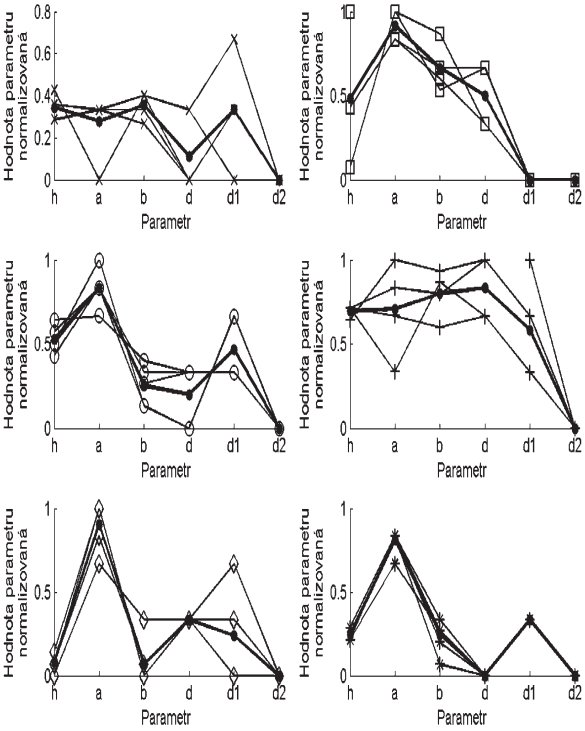
Danou optimální sadu výstupů lze samozřejmě i nadále podrobit analýze. Pro lepší pochopení závislosti vstupů a výstupů je možné použít klasifikaci dat (clustering) [11] a roztřídit data na další podoblasti na základě statistiky. Využijeme-li pro klasifikaci dat například iteračního algoritmu K-means [12] s tím, aby určil šest oblastí (clusterů) na základě podobnosti vstupů, dostaneme rozřazení patrné z *obr. 10*. Pokud ještě připojíme grafy normalizovaných parametrů pro

dané oblasti výstupních hodnot, tak se mimo jiné potvrdí vyřčená teze, že největší vliv na změnu výstupů má parametr průměru výztuže pro plošné prvky.

Velkou výhodu v práci s výsledky optimalizace však dává samotný Scia Engineer, kam můžeme výsledné parametry pro optimální cílovou funkci zadat. Výstupem mohou být i výkazy výztuže a materiálu a díky možnosti exportu výztuže ze Scia Engineeru do programů CAD lze získat i výkresy optimální výztuže.



Obr. 10. Roztříděná data pro povrch Pareto na šest clusterů na základě vstupních parametrů



Obr. 11. Hodnoty normalizovaných parametrů pro jednotlivé clustery, viz obr. 10
(popis parametrů viz *tab. 1*; tučně spojnice průměrných hodnot parametrů pro určitý cluster)

Závěr

V současném stavebnictví se optimalizace dostává do popředí zájmu nejen díky ekologickým a estetickým zájmům, ale i (a to možná hlavně) aspektům ekonomickým. Problémem se může zdát použití složitějších optimalizačních algoritmů v projekčních a statických kancelářích v již beztak napjatých termínech pro návrh konstrukcí. Řešení nabízí statický software Scia Engineer s implementovaným optimalizačním modulem EOT. Pojem optimalizace již není jen záležitostí automatických návrhů, ale může posloužit jako mocný nástroj projektanta k vytvoření úsporného návrhu konstrukce.

Aplikace EOT je teprve ve vývoji, ale již teď obsahuje pět optimalizačních metod, které mají různé parametry a hodí se k řešení široké škály optimalizačních problémů ve stavebnictví. Projektant má nezastupitelnou úlohu v parametrizaci modelu, v nastavení mezí pro parametry, stejně tak jako v určení okrajových podmínek a výběru cílové funkce. Při uvážlivém provedení zmíněných úkonů lze výsledků optimalizace dosáhnout za noc, což nabízí využití výpočetní techniky v kancelářích v době pracovního klidu.

V článku byly názorně ukázány možnosti optimalizačního modulu EOT na vybraném patře železobetonového skeletu. Již v případě, že jsou dány parametricky výška průřezu plošných konstrukcí, rozměry průřezů prutových prvků a průměry podélné výztuže, třmínků a výztuže v plochách, lze ušetřit až 30 % nákladů na materiály a dosáhnout optimalizací nezanedbatelných úspor.

Článek vznikl za podpory projektu SGS11/021/OHK1/ /1T/11 „Pokročilé algoritmy pro numerickou analýzu a modelování“. Projekt byl realizován za podpory projektu PT–TAH/100 MPO.

Literatura

[1] Steven, G.: Product and system optimization in engineering simulation, FEnet Newsletter, January 2003.
[2] Mahfoud, S. W. – Goldberg, D. E.: Parallel recombinative simulated annealing – A genetic algorithm, Parallel Computing, 21(1):1-28, 1995.
[3] Storn, R.: On the usage of differential evolution for function optimization. In: NAPHIS 1996, 519-523, Berkley, 1996.
[4] The MathWorks, Inc., Function (Optimization Toolbox™) [online], [cit. 3.10.2011], <http://www.mathworks.com/help/ /toolbox/optim/ug/fmincon.html>
[5] Gioda, G. – Maier, G.: Direct search solution of an inverse problem elastoplasticity: Identification of cohesion, friction angle and in situ stress by pressure tunnel tests. International journal for numerical methods in engineering, Vol. 15, 1823-1848, 1980.
[6] Press, W. H. – Teukolsky, S. A. – Vetterling, W. T. – Flannergy, B. P.: Numerical recipes in C, Cambridge University Press, second edition, 1992.
[7] Lepš, M.: Optimalizace železobetonového spojitého nosníku. [Diplomová práce], ČVUT, Praha, 2000.
[8] Šedlbauer, D.: Optimalizace podrobného návrhu železobetonového skeletu. [Bakalářská práce], ČVUT, Praha, 2010.
[9] ČSN EN 1991-1-3: Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-3: Obecná zatížení - zatížení sněhem, ČNI, 2005.
[10] ČSN EN 1992-1-1: Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby, ČNI, 2006.
[11] Jain, A. K. – Murthy, M. N. – Flynn, P. J.: Data Clustering: A Review. ACM Computing Reviews, November 1999.
[12] Balasko, B. – Abonyi, J. – Feil, B.: Fuzzy Clustering and Data Analysis Toolbox. www.fmt.vein.hu/softcomp/fclusttoolbox, 2008.

Řešení lana s přihlédnutím k jeho deformaci

doc. Ing. Petr FAJMAN, CSc.
ČVUT v Praze – Fakulta stavební

Lanové a lanoplachtové konstrukce nejsou doposud v praxi běžnou záležitostí. Jejich statické řešení je náročnější než řešení běžných konstrukcí. V článku jsou uvedeny základní podmínky pro řešení sil v laně a několik praktických doporučení.

Solution of a Cable Viewing its Deformation

Cable and cable textile structures are not common in practice yet. Their structural solution is more exacting than that of usually erected structures. This article offers basic conditions of the solution of forces in the cable with several practical recommendations.

1. Úvod

S nástupem architektonicky zajímavých a originálních konstrukcí můžeme pozorovat i zvýšený zájem o lanové a lanoplachtové konstrukce. Jejich výhodou jsou nižší pořizovací náklady proti konstrukcím z tradičních materiálů. Demontáž po skončení životnosti je proti tradičnímu stavění výrazně jednodušší a umožňuje recyklaci materiálu. Pro architekty je pak velkou výhodou, že mohou navrhovat různé a netradiční tvary konstrukcí. Nevýhodou je nestandardní statický návrh a při výběru dodavatele nutnost volit kvalifikovanou firmu, která má zkušenosti s podobnými stavbami [1], [2]. Zajímavou konstrukci lze vidět na *obr. 1*.

Řešení lanoplachtových konstrukcí vyžaduje jiný přístup než u tradiční konstrukce složené z prutových a stěnodeskových prvků. Lano nelze například jednoduše sestavit z prutových prvků. Lanovou konstrukci je zpravidla nutné počítat nelineárně, s uvažováním předpětí a vlivu teploty. Může se stát, že je pak výpočet nestabilní a vyžaduje další úpravy. U konstrukcí s lany hodně napnutými můžeme nelinearitu v praktickém výpočtu zanedbat.

Obecný výpočet lana vede na soustavu nelineárních rovnic. Jejich řešení je bez výpočetní techniky obtížné a zdlouhavé. V praxi vystačíme s přibližným řešením při různých zjednodušeních. I tak je nutné řešit integrální rovnici, kterou je potřeba ve většině případů numericky integrovat. Pro jednoznačné určení výsledné křivky a reakcí je nutné kromě vstupních hodnot (polohy podpor, zatížení, průměru a materiálu lana) zadat ještě další parametr. Je možné si zvolit jednu z následujících veličin – počáteční délku lana, napínací sílu nebo maximální průhyb.



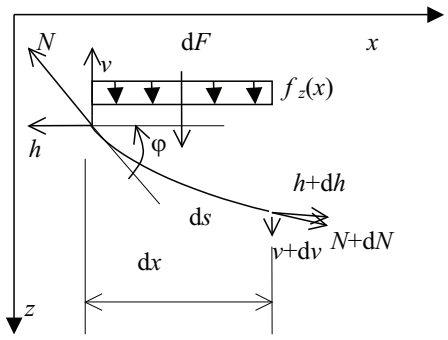
Obr. 1. Zastřešení tramvajové zastávky Barrandov (foto a provedení Kontis Praha, s. r. o.)

2. Základní vztahy

Jak bylo napsáno v úvodu, pro praxi je možné úlohou zjednodušit. Nejčastěji se uvažuje, že lana jsou dokonale ohebná (nemají žádnou ohybovou tuhost). Silové působení v dokonale ohebném vláknovém elementu zatíženém ve směru osy z za podmínek nulové průtažnosti je vykresleno na *obr. 2*, z něhož můžeme sestavit podmínky rovnováhy ve svislém a vodorovném směru.

$$\begin{aligned} -h + h + dh = 0 \quad &\rightarrow \quad dh = 0\,, \\ -v - dF + v + dv = 0 \quad &\rightarrow \quad dF = dv\,. \end{aligned} \tag{1}$$

Z první rovnice vyplývá, že vodorovná složka koncové síly h je konstantní.



Obr. 2. Síly na diferenciálním lanovém elementu

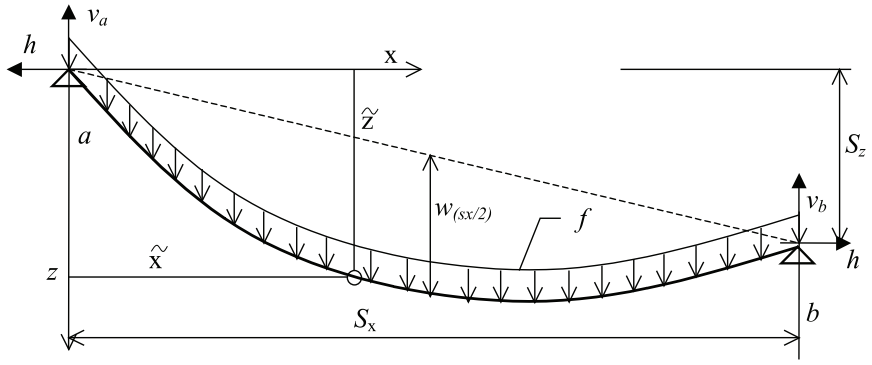
Ze známé vlastnosti derivace, že je v limitním případě rovna tangentě tečny dané křivky, dostaneme rovnice

$$tg\varphi = -\frac{v}{h} = \frac{dz}{dx} = z', \tag{2}$$

$$z'' = -\frac{1}{h}\frac{dv}{dx} = \frac{1}{h}\frac{dF}{dx}\,. \tag{3}$$

Rovnice (3) je základní rovnicí svisle zatížených vláken. Její integrací pro určité zatížení získáme přesný konečný tvar vlákna. Pro rovnoměrné svislé zatížení platí podmínka ekvivalence $dF = f_z\,.dx$, což vede k jednoduché kvadratické rovnici

$$z'' = -\frac{1}{h}\frac{f_z \cdot dx}{dx}, \quad z' = -\frac{f_z}{h}\cdot x + c_1, \quad z = -\frac{f_z}{h}\cdot\frac{x^2}{2} + c_1 \cdot x + c_2\,. \tag{4}$$



Obr. 3. Řešená lanová konstrukce

3. Řešení zavěšeného lana se známou délkou S_0

Reálná konstrukce z lana je nejčastěji zatížena svisle po celé své délce rovnoměrně spojitým zatížením velikosti f (*obr. 3*).

Konstanty c_1 a c_2 získáme z okrajových podmínek. Pro konstrukci z *obr. 3* platí $x = 0$, $z = 0$; $x = S_x$, $z = S_z$,

$$c_2 = 0, \quad c_1 = \frac{S_z}{S_x} + \frac{f_z \cdot S_x}{2 \cdot h}, \tag{5}$$

kde S_x je vodorovná vzdálenost mezi uzly a a b, S_z je svislá vzdálenost mezi uzly a a b.

Při známé délce lana S_0 použijeme pro přepočet zatížení z průmětu na délku vztah

$$f_z = \frac{f \cdot S_0}{S_x}. \tag{6}$$

Rovnice křivky tvaru lana při známé celkové délce S_0 se získá po dosazení rovnic (5) a (6) do (4) ve tvaru

$$\tilde{z} = \frac{f \cdot S_0}{2h \cdot S_x} \tilde{x} \left(S_x - \tilde{x}\right) + \frac{S_z}{S_x} \tilde{x}. \tag{7}$$

Tuto rovnici můžeme najít například v [3].

Řešení při podmínce nulové průtažnosti lan

Tato podmínka vede k přímému řešení, kdy lze konstrukci řešit z podmínky celkové délky lana. To vede na řešení integrální rovnice pro délku křivky.

$$S_0 = \int_a^b \sqrt{1 + z'^2}\, dx = \int_0^{S_x} \sqrt{1 + \left(\frac{f \cdot S_0}{2h \cdot S_x}\left(S_x - 2\tilde{x}\right) + \frac{S_z}{S_x}\right)^2}\, dx. \tag{8}$$

Tuto rovnici lze obtížně řešit v uzavřeném tvaru, proto je jednodušší ji vyčíslit numerickou integrací.

Pro malé průvěsy lana (velikosti od S_0 /20 do S_0 /10) platí přibližné vztahy

$$h = \frac{f \cdot S_0}{S_x} \frac{S_x^2}{8 \cdot w}; \quad v = \frac{f \cdot S_0}{2} \pm \frac{h \cdot S_z}{S_x}, \tag{9}$$

kde w je svislý průvěs lana uprostřed rozpětí a v je svislá koncová síla na levém, resp. pravém konci.

Řešení při nenulové průtažnosti lan

Pokud danou konstrukci budeme řešit včetně započítání pružného protažení, výpočet se musí provádět iteračně. Vyjdeme ze vztahu pro původní délku lana

$$S_0 = S - \Delta S, \tag{10}$$

kde S_0 je počáteční délka lana, S je aktuální délka prvku po zatížení, ΔS je protažení od účinků zatížení.

Vzhledem k malým deformacím můžeme uvažovat prodloužení ΔS způsobené tahem v lanu jako

$$\Delta S = \int_S \frac{h\left(\partial S / \partial \tilde{x}\right)}{EA} ds = \int_0^l \frac{h}{EA} \left(\frac{\partial S}{\partial \tilde{x}}\right)^2 d\tilde{x} = \frac{h}{EA} \int_0^l \left(1 + \left(\frac{\partial \tilde{z}}{\partial \tilde{x}}\right)^2\right) d\tilde{x}. \tag{11}$$

Prodlouženou délku S vypočteme ze známého vztahu pro délku křivky

$$S = \int_0^{sx} \sqrt{1 + \left(\frac{\partial \tilde{z}}{\partial \tilde{x}}\right)^2}\, d\tilde{x}. \tag{12}$$

Tyto integrály můžeme s dostatečnou přesností řešit numerickou integrací, např. známou lichoběžníkovou metodou.

Po dosazení rovnice (7) do rovnic (11) a (12) získáme jednotlivé členy, které dosadíme do rovnice (10).

Vzhledem k neznámé vodorovné síle h nebude rovnice splněna, proto se musí iteračně dohledat tak, aby platilo

$$g(h, f, S_x, S_z, S_0) = S - S_0 - \Delta S = 0. \tag{13}$$

Řešení dostaneme v závislosti na délce lana po 10 až 30 iteračních cyklech.

Rozdíl ve výsledcích obou variant závisí na průvěsu lana. V následujícím oddílu budou řešena lana s různými průvěsy a tuhostmi. Z výsledků je možné vysledovat jejich závislosti na tuhosti a průvěsu lana. Zároveň bude vidět změna velikosti sil na samotném měnícím se průvěsu lana.

4. Příklady

Pro zjištění základních vztahů mezi průvěsem a výslednými reakcemi lana je počítána jedna konstrukce s různými průvěsy (resp. s různými počátečními délkami) lana. Dále jsou zvoleny dvě varianty výpočtu – jedna se zanedbáním pružného protažení a druhá s jeho uvažováním. Výsledné namáhání jednotlivých konstrukcí může posloužit projektantovi, aby zvolil optimální tvar konstrukce ve vztahu ke kotevním silám.

Společné vstupní údaje řešeného lana z *obr. 3*: S_x = 10 m, S_z = 10 m, f = 5 kN/m, E = 160 GPa, d = 0,015 m. Výsledky jsou získány z originálního programu, který lze najít na webových stránkách autora.

Lano s minimálním průvěsem S_0/100, počáteční délka lana S_0 = 14,143 m, průvěs v polovině w = 0,1 m

Podmínka	ΔS [m]	h [kN]	v_a [kN]	v_b [kN]	N_a [kN]	N_b [kN]	σ [MPa]
neprůtažné	0	359,0	395,0	–323,5	533,0	482,0	3014,0
průtažné	0,073	101,1	136,5	–65,8	170,0	120,1	961,5

Lano s průvěsem S_0/10, počáteční délka lana S_0 = 14,236 m, průvěs v polovině w = 1 m

Podmínka	ΔS [m]	h [kN]	v_a [kN]	v_b [kN]	N_a [kN]	N_b [kN]	σ [MPa]
neprůtažné	0,0	87,4	123,0	–51,8	150,9	101,6	853,3
průtažné	0,1	72,2	107,8	–36,6	129,8	81,0	734,4

Lano se středním průvěsem S_0/5, počáteční délka lana S_0 = 15 m, průvěs v polovině w = 3 m

Podmínka	ΔS [m]	h [kN]	v_a [kN]	v_b [kN]	N_a [kN]	N_b [kN]	σ [MPa]
neprůtažné	0	32,9	70,4	4,6	77,7	33,2	435,5
průtažné	0,025	32,4	70,0	5,0	77,1	32,8	436,3

Lano s velkým průvěsem S_0/2,8, počáteční délka lana S_0 = 18 m, průvěs v polovině w = 6,4 m

Podmínka	ΔS [m]	h [kN]	v_a [kN]	v_b [kN]	N_a [kN]	N_b [kN]	σ [MPa]
neprůtažné	0	19,4	64,4	25,6	67,2	32,1	380,1
průtažné	0,026	19,3	64,3	25,6	67,2	32,1	380,1

Z uvedených výpočtů můžeme vypozorovat několik známých skutečností:

a) čím menší je průvěs, tím jsou síly v laně větší – při nulovém průvěsu jsou nekonečně velké;

b) pokud uvažujeme dvě počátečně stejně dlouhá lana (S_0) se stejnou geometrií a stejným zatížením, pak platí, že čím je menší průvěs, tím více tuhost lana ovlivňuje výsledky (u tužšího lana vznikají větší síly),

a několik zajímavostí:

c) při malých průvěsech (zde téměř do S_0/5) mají svislé reakce opačný směr. Změna směru reakcí je závislá na svislém rozdílu poloh podpor S_z. Pokud budou podpory ve stejné výšce, pak budou mít svislé reakce při různých průvěsech stejný směr;

d) při větších průvěsech je vliv tuhosti lana na výsledné síly téměř nulový;

e) změna velikosti sil je nelineárně závislá na změně průvěsu.

5. Závěry

– Přesné řešení lan je relativně obtížné, ale při změkčení požadavků jsou výsledky dostatečně přesné.
– Velikost sil závisí na průvěsu lana.
– Při větším průvěsu lana (zde S_0/5) jsou rozdíly ve velikosti sil na průtažném a neprůtažném laně zanedbatelné.

Článek vznikl za podpory projektu GAČR P105/11/1529.

Literatura

[1] Fajman, P. – Blažek, V.: Membránové konstrukce a jejich životnost. Stavitel, 2007, č. 3, s. 38-39.
[2] Opping, B. H. V. – Ivanyi, P.: Computer Aided Design of Cable Membrane Structures. Saxe-Coburg Publication, 2007.
[3] Deng, H. – Jiang, Q. F. – Kwan, A. S. Q.: Shape finding of incomplete cable-structural assemblies containing slack and prestress elements. Computer and Structures, Vol. 83, 2005, pp. 1767-1779.

Bezpečnostní přelivy zděných přehrad a extrémní povodně

Ing. Martin KRÁLÍK, Ph.D.
ČVUT v Praze – Fakulta stavební

Článek se zabývá kapacitou pojistných zařízení a bezpečností zděných přehrad z hlediska extrémních hydrologických jevů.

Emergency Spillways of Stone Dams and Extreme Floods

The article addresses the capacity of emergency structures and the safety of masonry dams in relation to extreme hydrological phenomena.

Úvod

Při extrémních povodních jsou životní prostředí, vodní díla i lidské aktivity namáhány a ohroženy více než při běžných vodních stavech a průtocích. Bezpečnost přehrady závisí velkou měrou na funkci zařízení převádějícího povodňové průtoky pod přehradu. Vývoj v posledních desetiletích celosvětově přinesl výrazné zvýšení požadavků na bezpečnost území pod vodními díly a zpřísnění kritérií návrhu pojistných zařízení přehrad. Ke stanovení hydraulických charakteristik bezpečnostního přelivu při extrémních povodních se ukázalo jako nejspolehlivější použití modelového výzkumu ve vodohospodářské laboratoři. Ne vždy je nutný k získání hydraulických charakteristik modelový výzkum, ne vždy je na něj dostatek času, prostoru a financí. Právě v těchto situacích se dá s výhodou použít analogie k interpretaci z předchozích hydraulických výzkumů (samozřejmě za předpokladů zachování modelové podobnosti v mezích tolerance přesnosti výsledků).

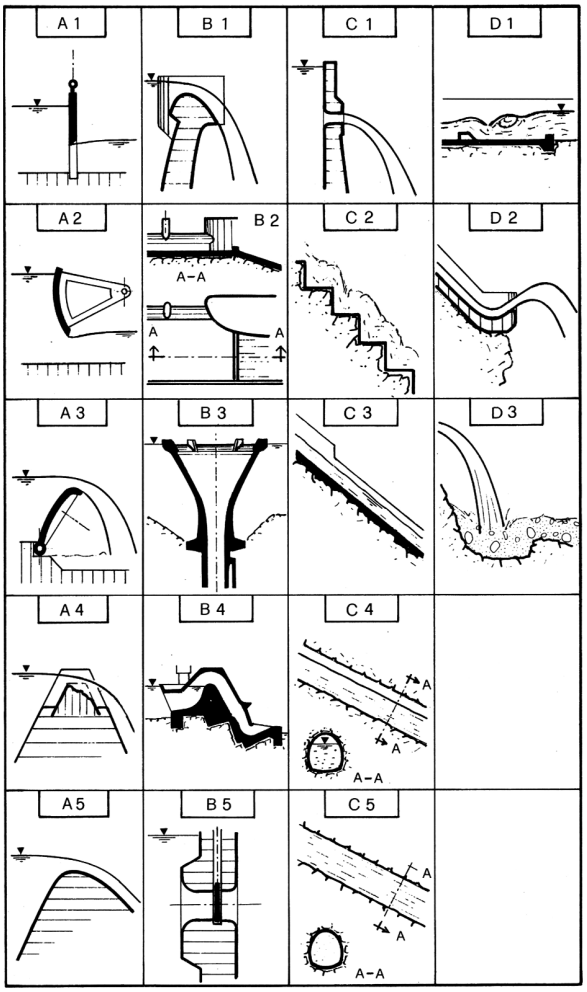
Je málo inženýrských konstrukcí, které jsou při navrhování a provozování tak úzce spjaty s životním prostředím, jako jsou přehrady. Vzhledem k variabilitě a náhodnému charakteru přírodních faktorů i požadavků na funkce vodních děl jsou tyto stavby neopakovatelné a jejich výskyt ve stejné podobě a ve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

Spolehlivost celého vodního díla závisí nejen na vlastní přehradě, ale i na spolehlivosti jejích objektů. Při nesprávném navržení, výstavbě i provozování vodního díla může ohrozit jeho bezpečnost a okolí pod ním vlastní přehrada, její těsnění i těsnění podloží, odběrná zařízení, spodní výpusti, bezpečnostní přeliv, komunikace po hrázi, komunikační štoly, vodní elektrárna, vývar pod přehradou a koryto pod přehradou. Dále uvedené přehrady mají stejný typ pojistných zařízení pro převádění povodňového průtoku – bezpečnostní přeliv s klenbou mostu umístěnou blízko koruny přelivu. Toto geometrické uspořádání má mimořádný vliv na kapacitu bezpečnostního přelivu již při malých přepadových výškách, proto jsou hydraulické výpočty kapacity přelivu většinou nepřesné. V takovýchto případech nejsou jednoznačně popsány součinitele přepadu přelivů, přechodové jevy přelivu a výtoku otvorem a součinitele výtoku otvorem, zvláště pokud dochází navíc k přelévání části vody přes most nad přelivy.

Na přehradách Harcov, Pařížov a Mlýnice byly použity pro navržení a posouzení kapacity bezpečnostních přelivů různé přístupy. Článek porovnává jednotlivé postupy a hodnotí je z hlediska náročnosti metody a přesnosti výsledků. Klasické hydraulické výpočty jsou zatíženy nepřesností použití součinitele přepadu, součinitele bočního zúžení, součinitele výtoku otvorem, rychlostní výšky před objektem a směru nátoku vody na daný objekt, proto je jejich použití pro konkrétní vodní dílo spojeno s chybou cca 10 % a v některých zvláště komplikovaných případech i 30 %. Zpřesnění hydraulických charakteristik lze dosáhnout měřením na fyzikálním modelu, při němž se pohybuje přesnost výsledků aplikovaných na skutečnost do 3 %, a dokonce při mimořádně vhodně zvolené koncepci hydrotechnického výzkumu do 1 %. Cílem hydraulického posouzení jednotlivých bezpečnostních přelivů je nutnost provozovatele vodních děl znát kapacitu přelivů z hlediska souvislostí hladiny vody v nádrži v souladu s metodickým pokynem MŽP ČR – TNV 75 2935 „Posuzování bezpečnosti vodních děl při povodních“.

Návrhové povodňové průtoky

Mezinárodní komise pro velké přehrady ICOLD sdružuje státy, které vlastní přehrady a zajímají se o současné dění v přehradním stavitelství ve světě. Pracovní výbor pro bezpečnost přehrad se zabývá konkrétními postupy zvyšování bezpečnosti přehrad. V posledních desetiletích výrazně stouply požadavky na bezpečnost vodních děl v závislosti na míře ochrany lidských životů, majetku, statků a na zabezpečení s ohledem na ekonomické a sociální cítění. Práce vztahující se ke kongresům ICOLD se zabývají (mimo jiné) i spolehlivostí pojistných zařízení přehrad [7], [8], [9]. V roce 1988 byl publikován příspěvek týkající se bezpečnostních přelivů ve vztahu k typologii a obecné bezpečnosti, ze kterého vyplývá nutnost navrhovat bezpečnostní přelivy s jedním typem hydraulického jevu – přepadem vody nebo výtokem otvorem. Kombinace dvou hydraulických jevů vede k výpočtovým problémům, a zároveň ke vzniku dalších nežádoucích přechodových fází, při nichž pulsace proudu vody, někdy i vzduchu, ničí konstrukci objektu přelivu. Proto se projektant a provozovatel vodního díla snaží těmto přechodovým jevům vyhýbat. Typy přelivů a hydraulických jevů jsou znázorněny na *obr. 1.*



Obr. 1. Typy přelivů [10]
A – regulační, *A1* – stavidlový uzávěr, *A2* – segmentový uzávěr, *A3* – klapkový uzávěr, *A4* – pojistný uzávěr, *A5* – bez regulace, *B* – ostatní, *B1* – přepad vody, *B2* – sběrný kanál, *B3* – šachtový přeliv, *B4* – násoska, *B5* – propustek, *C* – kanál, *C1* – volný výtok, *C2* – stupňovitý skluz, *C3* – skluz, *C4* – štola s volnou hladinou, *C5* – štola s tlakovým prouděním, *D* – tlumení energie vody pod přehradou, *D1* – klasický vývar, *D2* – odrazový můstek, *D3* – vodní polštář

S bezpečností přehrad úzce souvisí vstupní hydrologická data, která se mohou v průběhu provozu vodního díla značně měnit. Změna hydrologických dat v průběhu provozování se očekává u všech hydrotechnických staveb, u nichž reálná doba provozu je delší než doba pozorování hydrologických dat do doby výstavby.

Při projektování a výstavbě přehrad na začátku minulého století se v České republice pro návrh pojistných zařízení uvažoval povodňový průtok Q_{100}. Pro zajištění kvalitních hydrologických podkladů je zapotřebí vyhodnocení ze sledování průtoků za co nejdelší období pozorování, což bylo na začátku minulého století prakticky vyloučeno. Z tohoto důvodu byla pro návrh bezpečnostních přelivů přehrad uvažována hodnota nejvyššího známého povodňového průtoku po vyhodnocení hydrologických údajů za krátké období. Po mnoha letech provozu byly hydrologické údaje zpřesněny, což přispívá k posouzení bezpečnosti konkrétního vodního díla z pohledu reálně se vyskytujících průtoků.

Z hlediska požadavků na přeliv jako pojistné zařízení přehrady má zásadní význam možnost přetížení přelivného objektu nad návrhovou kapacitu, aniž by byla ohrožena bezpečnost přehrady. Zkušenosti s výskytem mimořádných povodní u nás v letech 1996–2010 ukázaly, že skutečný průtok za extrémní povodně může být podstatně větší. Proto je v posledních letech zřetelný 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 „Posuzování bezpečnosti vodních děl při povodních“). Z těchto důvodů se stává aktuální znalost hydraulické funkce přelivů při překročení návrhových podmínek velmi důležitým předpokladem pro bezpečné provozování vodního díla jako celku.

V posledních letech se mění také posuzování přehrad na extrémní průtoky ve prospěch bezpečnosti vodního díla. Pro posuzování kapacity pojistných zařízení přehrad se používá průtok extrémní povodně dané hodnotou opakování 1 000 nebo 10 000 let (v závislosti na kategorii vodního díla). Pro zjištění hodnoty extrémního průtoku $Q_{1\,000}$ a $Q_{10\,000}$ se využívají extrapolační metody nebo srážkoodtokové modely. Při posouzení 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 a bývá $Q_{10\,000}$ (u přehrad nižší kategorie je to $Q_{1\,000}$, výjimečně i nižší). Pro dále uvedené přehrady byly testovány kapacity bezpečnostních přelivů sestavené do měrných křivek až do povodňového průtoku $Q_{10\,000}$ nebo na kótu hladiny v nádrži v úrovni koruny přehrady.

Posouzení kapacity bezpečnostních přelivů

Bezpečnostní přelivy přehrad VD Harcov, VD Pařížov a VD Mlýnice byly posuzovány na základě hydraulického výpočtu pro přepad vody a výtoku otvorem.

Přepad vody

$$Q = \sigma_z m b_0 \sqrt{2g h_0}^{\,3/2},$$

kde Q je průtok [m^3.s^{-1}],
σ_z – součinitel zatopení,
m – součinitel přelivu,
b_0 – účinná šířka přelivu [m],
g – tíhové zrychlení [m.s^{-2}],
h_0 – přepadová výška (včetně rychlostní výšky) [m].

Výtok otvorem

$$Q = \frac{2}{3} \mu_v b \sqrt{2g} \left[(z_2 + h_{d0})^{3/2} - (z_1 + h_{d0})^{3/2} \right],$$

kde Q je průtok [m^3.s^{-1}],
μ_v – součinitel výtoku,
b – šířka otvoru [m],
g – tíhové zrychlení [m.s^{-2}],
z_2 – vzdálenost od hladiny k dolní hraně otvoru [m],
z_1 – vzdálenost od hladiny k horní hraně otvoru [m],
h_{d0} – rychlostní výška [m].

Nutno poznamenat, že přesnost výpočtů byla dána geometrií a složitostí stavební konstrukce, která má přímý vliv na kapacitu objektu. Při hydraulických výpočtech bylo nutno zohlednit tvar stavební konstrukce součinitelem bočního zúžení, součinitel přepadu ovlivněný klenbou mostu, součinitel výtoku při zahlcení otvoru mostu a součinitel přepadu přes širokou korunu mostu. Zohlednit všechny ukazatele, které ovlivňují kapacitu přelivu při různých hladinách vody

v nádrži, bylo nepostihnutelné a oddělit od sebe jednotlivé součinitele pro konkrétní hydraulický jev (přepad vody přes konstrukci a výtok vody otvorem) je nemožné. Z těchto důvodů je lepší se soustředit na jeden součinitel s tím, že je potřeba pro aplikaci do rovnice přepadu nebo výtoku určitých zkušeností v oboru aplikovaná hydraulika. Hydraulický výpočet měrné křivky v případě zatopení mostem lze uvažovat jako výtok otvorem, ale pouze od poměru *h/a* větší než 2, což nebylo splněno v celém rozsahu hloubek vody v nádrži. Mezi standardním „čistým" přepadem vody a „čistým" výtokem otvorem je přechodový jev, který není hydraulicky popsán pomocí výpočtových rovnic. Cílem hydraulických výpočtů bylo co nejpřesněji popsat měrnou křivku bezpečnostního přelivu, a to pomocí metody analogie s již změřenými přelivy. To znamená, že byl vybrán model, na který se hydraulický výpočet napasoval, aby bylo dosaženo co nejlepší shody výsledků. Pro návrh nového přelivu VD Harcov byl analogicky použit hydraulický model stávajícího bezpečnostního přelivu VD Harcov. Pro posouzení kapacity bezpečnostních přelivů na VD Pařížov byl analogicky použit výzkum modelu bočního přelivu [1] a hydraulický model stávajícího bezpečnostního přelivu VD Harcov. Pro otestování kapacity na VD Mlýnice byl analogicky použit hydraulický model stávajícího bezpečnostního přelivu VD Harcov.

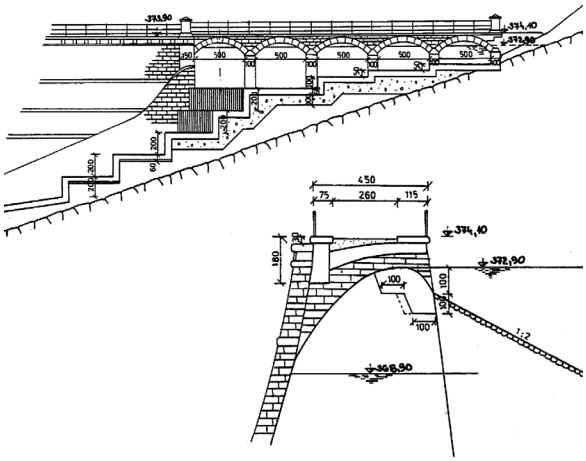
Hydraulické jevy, proudění vody a hydraulické charakteristiky je možno zkoumat na skutečném vodním díle, nicméně z objektivních příčin je tento výzkum značně ztížen, a proto se přistupuje ke zkoumání na zmenšeném modelu v laboratoři. Počáteční, okrajové a limitující podmínky jsou dány rozměrovou, silovou a hmotnostní analýzou, která vychází z podmínek zkoumání jevů na modelu pomocí Froudova zákona mechanické podobnosti. Pokud existuje alespoň částečná rozměrová podobnost, je možno použít pro hydraulické výpočty analogii z předchozích výzkumů. Přepočet jednotlivých charakteristik z původního modelu na skutečné vodní dílo je pomocí vzorců:

– měřítko délek M_l,
– měřítko rychlostí $M_v = M_l^{0,5}$,
– měřítko průtoků $M_Q = M_l^{2,5}$.

VD Harcov

Vodní dílo Harcov bylo vybudováno v letech 1902–1904. Skládá se ze zděné přehrady tížného typu, postavené do oblouku s poloměrem křivosti 120 m, vysoké 19 m nad základovou spárou a dlouhé 157 m v koruně. Výpustní a pojistná zařízení sestávají ze dvou spodních výpustí a z korunového čelního přelivu. Spodní výpustí je potrubí DN 800 mm vedené ve štole, délka potrubí je 16 m. Obě výpusti jsou opatřeny na návodní straně ocelovými stavidly a na vzdušní straně litinovými klínovými šoupátky. Korunový přeliv má pět polí o šířce jednoho přelivného pole 5 m, nad přelivy jsou umístěny klenby s mostovkou, bezprostředně na přelivy navazuje skluz a vývar. Dalšími součástmi vodního díla jsou vodoměrné profily potřebné pro řízení a manipulaci s vodou v nádrži a sedimentační přehrážky v údolí přítoků do nádrže pro zachycení sunutých splavenin. Hlavním účelem díla je zachycení povodňových průtoků Harcovského potoka a jejich snížení na neškodný průtok 6,7 $m^3.s^{-1}$, vytvoření akumulačního prostoru pro zajištění odběru 0,150 $m^3.s^{-1}$ k průmyslovému a dalšímu využití ve městě a v neposlední řadě rekreace a chov ryb spojený se sportovním rybolovem.

V posledních několika letech se pozornost provozovatele vodního díla, státního podniku Povodí Labe, zaměřila na otázku bezpečnosti VD Harcov při průchodu extrémních povodňových průtoků. V první řadě se posuzovala hydrologická data. Je zřejmé, že původní data použitá při projektování více než před sto lety se budou lišit od údajů dnes běžně používaných pro posudky bezpečnosti vodních děl. Požadovaná míra ochrany vzrostla z hodnoty stoleté povodně Q_{100} na hodnotu desetitisícileté povodně $Q_{10\,000}$.



Obr. 2. Pohled na bezpečnostní přeliv ze vzdušní strany a příčný řez přelivem VD Harcov (archiv Povodí Labe, s. p.)

Problematika kapacity přelivu

Současná kapacita bezpečnostního přelivu (pět polí) byla výpočtem stanovena na 16,31 $m^3 \cdot s^{-1}$ a kapacita obou spodních výpustí 12 $m^3 \cdot s^{-1}$. Jen připomeňme, že nejvyšší průtok pozorovaný na Harcovském potoce v době projektování VD Harcov byl 20 $m^3 \cdot s^{-1}$ (30. července 1897). V současné době je hodnota stoleté povodně Q_{100} = 30,1 $m^3 \cdot s^{-1}$.

Zvýšení kapacity bezpečnostního přelivu je teoreticky možné realizovat různými technickými opatřeními, např. zvýšením kapacity stávajícího bezpečnostního přelivu (snížením přelivných hran přelivných polí), vybudováním nové spodní výpusti, přidáním dalšího bezpečnostního přelivu (např. bočního typu na pravém břehu). Je však bezpodmínečně nutné k výběru řešení přistupovat velice odpovědně, aby nedošlo k narušení historického rázu této významné kulturní památky. Pokud budou úpravy po stavební stránce provedeny citlivě (se zachováním charakteru původního zdiva), pak by tento zásah neměl mít nepříznivý vliv na celkový historický ráz vodního díla ani na jeho okolí a životní prostředí.



Obr. 3. Bezpečnostní přeliv, přehrada a přístupové věže k uzávěrům spodních výpustí VD Harcov

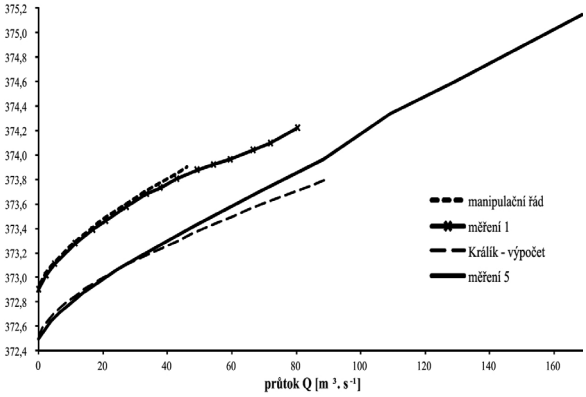
Na doporučení odborníků byly z teoreticky možných variant vybrány a podrobněji rozpracovány ty, které se jeví jako proveditelné. Nicméně před výběrem definitivního zvýšení kapacity vodního díla bude nutné posoudit i kapacitu kaskádového skluzu pod bezpečnostním přelivem. Převádění vody přes kaskádový skluz je velice složitý hydraulický jev, který nelze popsat jednoduchým výpočtem.

Hydrotechnický modelový výzkum

Cílem modelového výzkumu bylo ověřit a zpřesnit výpočty bezpečnostního přelivu a skluzu. Kapacitu přelivu ovlivňuje tvar přelivné plochy, drsnost přelivné plochy, pilíře mezi jednotlivými poli, předpolí bezpečnostního přelivu, klenby mostovek a dolní voda ze skluzu. Všechny tyto detaily bylo třeba zohlednit při fyzikálním modelování, aby výsledky byly co nejvěrohodnější. Na výsledky tohoto výzkumu navazuje etapa, která odpoví na otázky výběru nejvhodnější varianty úpravy bezpečnostního přelivu a skluzu pro převádění kontrolní povodně o průtoku $Q_{10\,000} = 194\ m^3 \cdot s^{-1}$. Model VD Harcov (předpolí, bezpečnostní přeliv, spadiště, klenba mostovky, vývar a koryto pod přehradou) byl navržen a vybudován v měřítku M – 1:20.

Výsledky experimentů

Celkem bylo provedeno sedmnáct různých variant měření dispozičního a konstrukčního uspořádání bezpečnostního přelivu a spodních výpustí i variantního řešení převádění povodňových průtoků na modelu VD Harcov pro řadu simulovaných N-letých průtoků. Pro všechny varianty měření se sledovaly polohy hladin v nádrži, skluzu, vývaru, v korytě pod hrází, měřily se tlakové poměry ve skluzu (pomocí tlakových sond) a rychlostní pole na konci vývaru (pomocí hydrometrických mikrovrtulí). Byl proveden nový návrh tvaru přelivné plochy, žebra ve spadišti a úprava předpolí. Byly zkoumány měrné křivky (kapacita) stávajícího bezpečnostního přelivu a nově navrženého (snížení přelivné hrany o 0,4 m) i s vlivem rozšíření předpolí. Byly zkoumány kombinace otevření spodních výpustí při převádění povodňových průtoků a jejich vliv na proudové poměry ve vývaru a v korytě pod vodním dílem. Porovnáním vypočtené měrné křivky přelivu a naměřené na hydraulickém modelu byly zjištěny rozdíly v kapacitě až 17,5 % na úrovni hladiny v nádrži na kótě 373,8 m n. m. Tento rozdíl v kapacitě je způsoben vlivem nepřesnosti výpočtů – součinitele přelivu, součinitele bočního zúžení, součinitele výtoku otvorem, součinitele zatopení a zakřivením klenby nad přelivem.



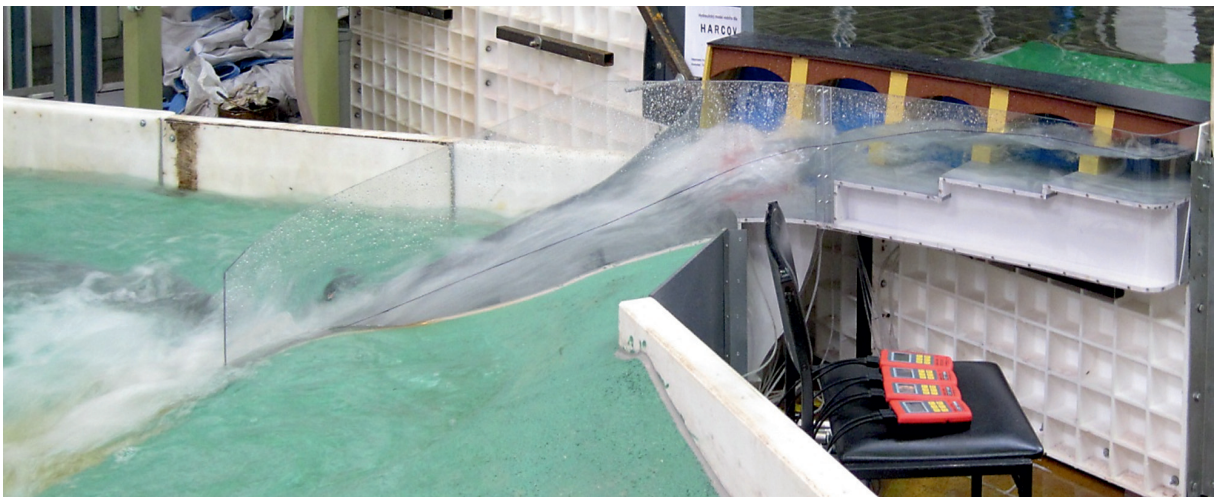
Obr. 5. Porovnání měrné křivky stávajícího a navrženého přelivu u VD Harcov

VD Pařížov

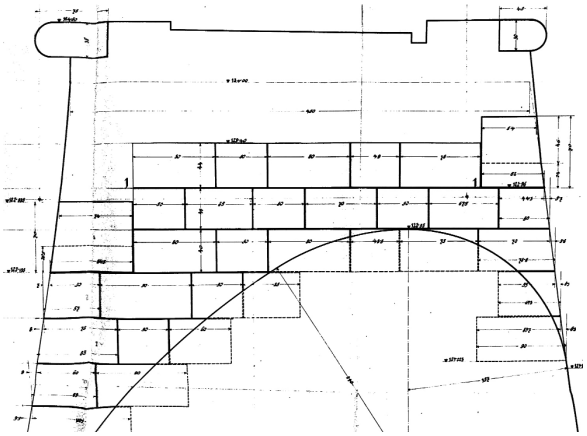
Vodní dílo bylo vybudováno v letech 1909–1913. Hlavní funkcí přehrady je zadržování povodňových průtoků, aby se zmírnily škody obyvatelstva a jejich majetku. Již při přípravě projektu bylo zřejmé, že prostor nádrže nestačí, aby se v něm zachytila povodeň s velkým objemem povodňové vlny. Transformační účinek nádrže průběh povodní s nízkou četností výskytu jen zmírní, a zároveň zpomalí postup povodňové vlny, čímž poskytne větší časový prostor pro záchranná opatření v území pod vodním dílem. V nádrži je malý zásobní prostor pro nadlepšování průtoků řekou v období sucha, který rovněž vytváří vhodné podmínky pro rekreaci u vody a rybaření.

Příprava stavby probíhala s určitými obtížemi, neboť v historii známá povodeň z července 1897 nebyla potřebně zdokumentována. Kapacita jednotlivých částí díla byla tedy navrhována na základě srážkoměrných údajů a teoretických výpočtů. Projekt byl vypracovaný v dubnu 1908, avšak 13. května téhož roku přišla povodeň, jakou do té doby nikdo nepamatoval. Vyhodnocený nejvyšší průtok překročil hodnotu z roku 1897 o 80 $m^3 \cdot s^{-1}$ a dosáhl 230 $m^3 \cdot s^{-1}$, takže bylo nezbytné vše přehodnotit a projekt přepracovat.

Přehrada je v pravé části vybavena bezpečnostním korunovým přelivem o sedmi nehrazených polích, každé o světlé šířce 5 m. Na přelivnou hranu navazuje dlážděný kaskádový skluz zakončený vývarem s jízkem. Pro převádění velkých vod také slouží nehrazený boční přeliv, umístěný při

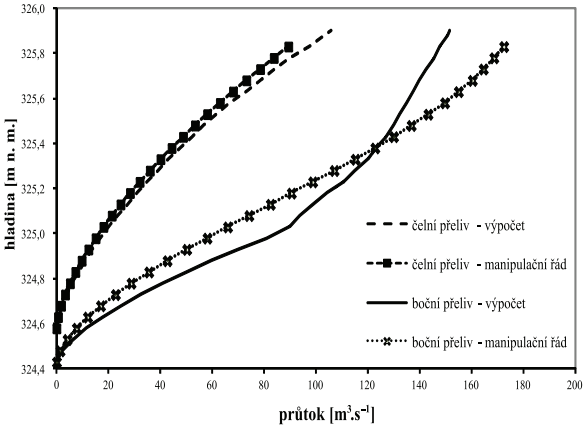


Obr. 4. Měření hladiny, tlaku a pulsací ve skluzu na VD Harcov



Obr. 6. Původní dokumentace tvaru čelního přelivu a mostu VD Pařížov (archiv Povodí Labe, s. p.)

levém břehu. Jeho přelivná hrana je dlouhá 97,4 m a je umístěna o 15 cm níže než přelivná hrana korunového přelivu. Voda z bezpečnostního přelivu je vedena dlážděnou kaskádou do vývaru pod přehradu. Pro regulaci hladiny v nádrži slouží čtyři spodní výpusti. Dvě potrubí DN 800 jsou umístěna ve zděných štolách symetricky k ose přehrady, další dvě potrubí DN 1200 procházejí obtokovou štolou dlouhou 142 m při pravém břehu.



Obr. 7. Měrné křivky bezpečnostních přelivů VD Pařížov

Měrné křivky bezpečnostních zařízení na VD Pařížov byly počítány jako analogie z hydraulického modelu VD Harcov (čelní přeliv) a z modelového výzkumu bočních přelivů (boční přeliv). Porovnáním měrné křivky, vypočtené pomocí analogie k bočnímu přelivu a výpočtu z manipulačního řádu, dojdeme k odchylce až 16,5 %. Tato nesrovnalost je způsobena přístupem k hydraulickému výpočtu různých autorů a možností použití analogie přepočtu kapacity objektu podobného typu přelivu, spadiště a skluzu pro všechny rozsahy hladin v nádrži.

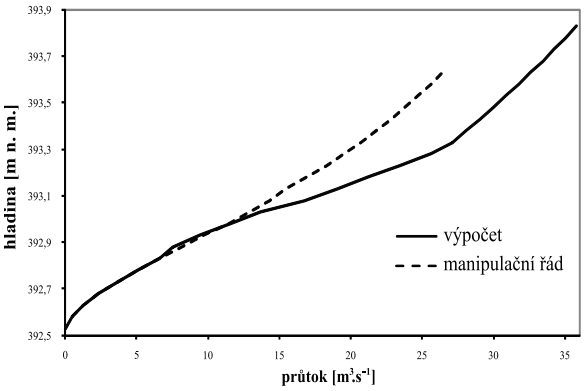
VD Mlýnice

Vodní dílo bylo vybudováno v letech 1904–1906. Přehrada slouží téměř výhradně k zadržování povodňových průtoků – tedy k ochraně níže ležícího území před záplavami. Akumulovaná voda v malém zásobním prostoru umožňuje i určité nadlepšování průtoků v období sucha, v letních měsících je nádrž využívána k rekreaci a rybaření.

Přehrada je gravitační, zděná z lomového kamene obloukového půdorysu o poloměru křivosti 200 m. Sklon návodního líce po kótu 383,50 m n. m. je svislý a dále je návodní líc ve sklonu 10:1. Sklon vzdušního líce se mění plynule, štíhlostní poměr přehrady je 0,66. Pro převádění velkých vod je navržen nehrazený korunový přeliv o pěti polích situovaný uprostřed hráze. Skluz od přelivů je ukončen ve vývaru společném i pro spodní výpusti. K převádění běžných průtoků a k manipulacím s objemem vody v nádrži slouží dvě spodní výpusti DN 800 mm umístěné v příčných štolách hráze u dna údolí.



Obr. 8. VD Mlýnice za povodně dne 7. 8. 2010 (archiv Povodí Labe, s. p.)



Obr. 9. Měrná křivka bezpečnostního přelivu VD Mlýnice

Stanovení průtoku přes bezpečnostní přelivy je provedeno kombinací výpočtu přepadu vody přes přeliv a výtoku velkým otvorem. Vodní dilo Mlýnice je vybaveno korunovým bezpečnostním přelivem o pěti polích. Kóta koruny přelivu je 392,53 m n. m. s šířkou jednotlivý polí 3,9 m. Přepad vody je ovlivněn klenbou se zdvihem od 0,18-0,45 m od koruny přelivu (velmi hrubý odhad z výkresové dokumentace). Určení součinitele přepadu *m* pro výpočet přepadu je provedeno podle analogie k fyzikálnímu výzkumu přelivu na VD Harcov. Protože dochází k výraznému přisání výtokového paprsku jak k přelivné ploše, tak ke klenbě, je výtok řešen rozšiřujícím se kónickým nátrubkem, výtokový profil je vztažen k rozšířenému průřezu 0,5 m za přelivnou hranou. Rozdíl měrné křivky manipulačního řádu a vypočtené měrné křivky analogií z hydraulického výzkumu VD Harcov je až 19 %. U vodního díla Mlýnice jsou rozdíly v kapacitě způsobeny absencí fyzikálního modelového výzkumu takto hydraulicky složitého přelivu (zvláště při vyšší hladině vody v nádrži) ve fázi projektování a výstavby.

Závěr

Navrhnout a posoudit bezpečnostní přelivy pomocí výpočtů základní hydrauliky lze v jednoduchých případech, kdy nejsou jednotlivé hydraulické jevy vzájemně ovlivňovány a nedochází k nestandardnímu prouděni vody v objektu i okolí těchto objektů. K největší nepřesnosti v hydraulických výpočtech dochází u výpočtu přepadu vody přes bezpečnostní přeliv, kde je mimořádně složité hydraulické proudění, které je obtížně popsatelné základními hydraulickými rovnicemi přepadu a výtoku otvorem (jak bylo uvedeno pro VD Pařížov a VD Mlýnice). Z těchto důvodů je určování měrné křivky velice složité, proto je nejpřesnější možností hydraulický fyzikální výzkum konkrétního bezpečnostního přelivu. Pro případ aplikace analogie pro posuzované bezpečnostní přelivy s již vyzkoumanými lze použít hydraulický výzkum v omezené míře, v závislosti na podobné geometrii obou zkoumaných přelivů.

Hydraulické fyzikální modelování má opodstatnění při řešení složitých konstrukčních uspořádání bezpečnostních přelivů – pojistných zařízení přehrad a při posuzování jejich kapacity a bezpečnosti. Při posouzení původního stavu bezpečnostních přelivů a navazujících objektů a při návrhu rekonstruovaných pojistných zařízení přehrady na VD Harcov byl použit fyzikální model, který věrně popisuje proudění na tomto objektu.

Výsledky těchto výpočtů a měření slouží pro návrh, posouzení a optimalizaci dílčích objektů bezpečnostních zařízení přehrad. Všechna vyhodnocení budou respektována a použita při výběru výsledného návrhu nového kapacitnějšího konstrukčního řešení bezpečnostních přelivů. Na základě výsledků fyzikálního modelového výzkumu může být vhodně řešena projektová dokumentace pro konkrétní vodní dílo. Na VD Harcov byla navržena nová přelivná plocha s podtlakovým režimem proudění vody při povodních vyšších než Q_{20}. Kapacita nově navrženého přelivu je při hladině MBH 373,80 m n. m. 76,3 $m^3 \cdot s^{-1}$, což v součtu se spodními výpustmi odpovídá průtoku $Q_{10\,000}$. Na VD Pařížov je měrná křivka bočního přelivu při vyšších vodních stavech výrazně ovlivňována zatopením ze skluzu a ze spadiště, proto v manipulačním řádu má větší kapacitu než ve skutečnosti. Na VD Mlýnice byla měrná křivka zkoumána z důvodu výpočtu kulminačního průtoku při povodni ze dne 7. 8. 2010. Přešetřením měrných křivek bezpečnostních přelivů dojde k jejich zpřesnění, a tím i ke zpřesnění údajů o průtoku přes vodní dílo při povodni a k lepšímu vyhodnocení povodní.

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

Literatura

[1] Králík, M.: Boční přelivy a bezpečnost přehrad. [Dizertace], ČVUT v Praze, 2004.
[2] Satrapa, L. a kol.: Fyzikální hydraulický model VD Harcov. [Zpráva], ČVUT v Praze, 2010.
[3] Výkresová dokumentace pro vodní dílo Pařížov. Povodí Labe, 1914.
[4] Kantor, M.: Vyhodnocení kulminačního průtoku na VD Mlýnice ze dne 7.8.2010. ČVUT v Praze, 2010.
[5] Žák, l. a kol.: Jizerskohorské přehrady. Liberec, Knihy 555, 2006.
[6] Čábelka, J. – Gabriel, P.: Matematické a fyzikální modelování v hydrotechnice. Praha, Academia 1987.
[7] ICOLD, Question 50, Large capacity outlets and spillways. New Delhi, 1979.
[8] ICOLD, Question 63, Design flood and operational flood control. San Francisco, 1988.
[9] ICOLD, Question 71, Deterioration of spillways and outlet works. Durban, 1994.
[10] Vischer, D.: Spillway facilities; typology and general safety. New Delhi, ICOLD 1979

Interpretace výsledků snímkování heterogenních půd nukleární magnetickou rezonancí

Ing. Vladimíra JELÍNKOVÁ
Ing. Michal DOHNAL, Ph.D.
doc. Ing. Michal SNĚHOTA, Ph.D.
ČVUT v Praze – Fakulta stavební

Prostorově rozlišené zjišťování objemové vlhkosti pomocí snímkování nukleární magnetickou rezonancí zůstává v případě pórovitých materiálů z technické praxe – cementové pasty, betonové směsi, dřeva a půdy – výzvou. Vzorek půdy ze skupiny kambisolů s přirozeným obsahem oxidů železa, organické hmoty a jílovitých částic byl podroben snímkování. V článku je studován vliv prokládání měřené intenzity signálu a filtrace neplatného signálu na interpretaci výsledků snímkování přirozeně heterogenních půd.

Interpretation of Imaging Results Using Nuclear Magnetic Resonance in Heterogeneous Soils

Magnetic resonance imaging (MRI) investigation of water distribution in cement, concrete, wood and many natural soils still remains a challenge. The soil sample from Cambisols, the soil with common content of iron oxides, organic matter and clay particles was subject to MRI. This article evaluates fitting and noise filtration effects on the interpretation of imaging results of natural heterogeneous soils.

Úvod

Vizualizace pórovitého prostředí spojená s přesným, prostorově rozlišeným a nedestruktivním zjišťováním objemové vlhkosti, případně určení koncentrace rozpuštěných látek, je v oblasti technického výzkumu a praxe atraktivní perspektivou. Metody snímkování nukleární magnetickou rezonancí (MRI) byly použity ke studiu chemického složení a struktury cementové pasty nebo ke zjišťování vlhkostních profilů v tuhnoucí betonové směsi. Jejich nedávný rozvoj v půdní fyzice umožňuje studovat časoprostorové změny objemové vlhkosti a koncentrace rozpuštěných látek. Směrů vývoje technik využívaných pro účely půdní fyziky je celá řada. Patrné jsou především snahy přejít od uměle vytvořených pórovitých formací [5] ke skutečným půdám [1], nebo dokonce k neporušeným půdním vzorkům [11]. Současné skenery umožňují snímkování stále větších vzorků, disponují vnějším magnetickým polem lepší homogenity a přesnou elektronikou gradientních a signálních cívek. Obrovský pokrok znamenal také přechod od snímkování statického stavu fází přítomných v půdním vzorku [10] ke snímkování komplexních infiltračních experimentů [9] včetně experimentů s pohybem stopovačů [6]. Cílem příspěvku je zjistit, jakým způsobem je interpretace výsledků MRI:

– ovlivněna různou úrovní filtrace neplatného signálu,
– závislá na kvalitě proložení měřeného signálu při $M_0/T_1/T_2$ mapování (tj. prostorové rozlišení hustoty jaderných spinů a hodnot relaxačních časů).

Na závěr bude navržen nejvhodnější postup filtrování neplatného signálu a prokládání měřeného signálu při mapování hodnot $M_0/T_1/T_2$.

Materiál

Neporušený půdní vzorek hrubě písčito-hlinité půdy byl odebrán z šumavské experimentální lokality Korkusova Huť. Pro lokalitu jsou typické kyselé kambizemě vzniklé na zvětralém krystaliniku, které se řadí mezi vysoce heterogenní půdy vykazující preferenční proudění [3]. Vzorek byl odebrán z půdního horizontu B v hloubce 40 cm do plexiskloového válce o vnitřním průměru 55 mm a výšce 120 mm. Odběr neporušených vzorků v terénu je v případě vysoce heterogenních půd poměrně složitý. Z tohoto důvodu byl vzorek analyzován metodou rentgenové výpočetní tomografie, čímž se ještě před snímkováním magnetickou rezonancí ověřila jeho neporušenost a reprezentativnost. Analýzou snímků rentgenové výpočetní tomografie byl zjištěn vyšší procentní podíl poruch v okolí stěn válce. Poruchy mohly vzniknout při odběru vzorku a jsou v tomto případě nutnou daní, cílem je jejich minimalizace.

Metody

Signál MRI

Vizualizace rozložení vodní fáze v půdním vzorku byla provedena snímkováním nukleární magnetickou rezonancí. Hlavním cílem snímkování bylo určení prostorové mapy zachyceného vzduchu ve vzorku [9], [6], zjišťované nepřímo jako úbytek vlhkosti proti referenčnímu stavu. Měření magnetickou rezonancí bylo prováděno na vertikálním skeneru s vnějším magnetickým polem velikosti 4,7 Tesla (vnitřního průměru 310 mm) s radiofrekvenční cívkou (vnitřního průměru 80 mm) ^{1}H rezonanční frekvencí (Varian Inc.).

Speciální sekvencí [4] byly monitorovány infiltračně-výtokové a tracerové experimenty. Mapování hodnot T_1, T_2 a M_0 bylo prováděno za podmínek ustáleného proudění ve vzorku. Orientace snímků byla horizontální, čas jednoho snímání byl přibližně 6,5 minuty. Z 19 horizontálních snímků byl konstruován trojrozměrný snímek s výsledným rozlišením 1,0×1,0×5,0 mm^3 a velikostí matice 64×64×19. Výsledkem snímkování magnetickou rezonancí je tedy trojrozměrný snímek, ve kterém je každý voxel (trojrozměrný pixel) charakterizován vlastní hodnotou intenzity signálu. Obecně je intenzita signálu dána hustotou protonů vodíku M_0 v půdním vzorku (tj. objemovou vlhkostí), nicméně je

také ovlivněna hodnotami podélné T_1 a příčné T_2 relaxace, které jsou citlivé na velikost půdních pórů [7]. Magnetické pole polarizuje magnetické momenty protonů vodíku, které mohou být detekovány na základě aplikace několika radiofrekvenčních pulsů. Pole magnetických gradientů je použito, aby modifikovalo rezonanční frekvenci protonů, která může být pomocí Fourierovy transformace převedena na pozici uvnitř vzorku. Mnohonásobné opakování měření s nepatrnou modifikací gradientů magnetického pole umožňuje trojrozměrnou reprezentaci hustoty protonů, která odpovídá množství vody v půdním vzorku. Relaxaci magnetizace na makroskopické úrovni je možné vyjádřit řešením Blochových rovnic [2]. Tyto fenomenologické pohybové rovnice popisují změnu magnetizace látky v magnetickém poli způsobenou relaxací spinů a gyromagnetickou precesí. Pro obnovu podélné magnetizace platí

$$M_z(t) = M_0\,(1 - \mathrm{e}^{-t/T_1})\,. \qquad (1)$$

Rovnice (1) odpovídá situaci, kdy spinový systém je z rovnováhy vybuzen 90° radiofrekvenčním (RF) pulsem ($M_z \rightarrow M_{xy}$ (90° RF puls)). Zatímco vektor podélné magnetizace M_z se obnovuje, příčná magnetizace M_{xy} se v homogenním magnetickém poli rozpadá rychlostí charakterizovanou

$$M_{xy}(t) = M_0\,\mathrm{e}^{-t/T_2}\,. \qquad (2)$$

Intenzita signálu dále závisí na parametrech pulsní sekvence, tj. času mezi opakováním 90° radiofrekvenčních pulsů T_R a na času zpoždění odezvy pulsu T_E. Nastavení krátkého času T_R dovolí rychlé snímkování, které je však méně citlivé na vodu obsaženou ve velkých pórech. Současně není pro magnetickou rezonanci „viditelná“ voda v nejmenších pórech z důvodu extrémně krátkých časů příčné relaxace T_2. Při měření byla použita pulsní sekvence, kdy v rámci jednoho času T_R bylo aplikováno osm 180° radiofrekvenčních pulsů s konstantní hodnotou času zpoždění odezvy pulsu T_E, celá sekvence potom sestávala z deseti exponenciálně rostoucích časů T_R. Pro vyhodnocení měření bylo použito osm časů T_E a osm časů T_R, každému voxelu tak odpovídá 64 měřených hodnot intenzity signálu.

V případě pulsní sekvence probíhá obnovení podélné magnetizace T_1 a rozpad příčné T_2 současně. Po uplynutí doby T_R je množství přijaté podélné magnetizace dáno rovnicí (1), kde $t = T_R$. Z této úrovně magnetizace se velmi rychle rozpadá vektor příčné magnetizace, daný rovnicí (2). Po uplynutí času T_E je možné měřit signál. Hodnota signálu v čase T_E bude pouze zlomkem maximální hodnoty signálu na křivce podélné relaxace. Matematicky vyjádřeno, bude násobkem výrazů na pravých stranách rovnic (1) a (2). Při uvážení, že je počáteční podélná magnetizace M_0 úměrná počtu aktivovaných vodíkových protonů N (H) v objemu daného voxelu, je možné pro intenzitu signálu psát

$$SI = N(H)(1 - e^{-T_R/T_1})(e^{-T_E/T_2}). \qquad (3)$$

Řešení inverzní úlohy

V rovnici (3) jsou časy T_E a T_R považovány za konstanty. K identifikaci parametrů T_1, T_2 a hustoty protonů N (H) ($\approx M_0$) z exponenciálního vyjádření poklesu magnetizace (3) se využívá řešení inverzní úlohy. Počáteční hodnoty parametrů a meze použité pro jejich inverzní určení jsou uvedeny v *tab. 1*. Při řešení inverzní úlohy se porovnávají měřené hodnoty intenzity signálu s odpovídajícími odezvami modelu, viz rovnice (3). Pro možnost porovnávání je na základě konfrontace modelových odezev s odpovídajícími měřenými hodnotami vypočten vektor odchylek r, cílová funkce ϕ metody nejmenších čtverců je potom sumou jejich druhých mocnin

Tab. 1. Počáteční hodnoty a meze parametrů rovnice (3)

Parametr	Jednotka	Počáteční hodnota	Spodní mez	Horní mez
T_E*	ms	1,70	–	–
T_R*	s	0,065,…,1	–	–
M_0	a. u.	10,00	0,0000	100
T_1	s	0,10	0,0010	3
T_2	s	0,01	0,0001	2

* Parametry jsou během inverzního řešení fixovány na počáteční hodnotě.

a kritériem je její minimalizace. V používané metodě vážených nejmenších čtverců se do vyjádření cílové funkce navíc zahrnují váhy jednotlivých reziduí, tedy

$$\phi = \sum_{i=1}^{N} w_i\, r_i^2\,, \qquad (4)$$

kde r je odchylka měřené intenzity signálu SI_M od vypočtené intenzity signálu SI_C z rovnice (3), w je její váha a ϕ je hodnota cílové funkce. Chyby měření se do inverzního řešení zavádějí jako převrácené hodnoty jeho váhy. K hledání minima cílové funkce se využívá v přírodních vědách nejpoužívanější Levenbergova–Marquardtova metoda [8]. Přestože je možné rovnici (3) analyticky vyřešit, je pohodlnější simultánní stanovení tří parametrů optimalizační metodou nepřímé inverze.

Kritéria

Míra úspěšnosti optimalizace modelu může být kromě hodnoty cílové funkce v jejím minimu vyjádřena zobecněnou směrodatnou odchylkou RMSE (Root Mean Square Error)

$$\mathrm{RMSE} = \left(\frac{1}{N-1}\left(\sum_{i=1}^{N}(SI_{Mi} - SI_{Ci})^2\right)\right)^{1/2}, \qquad (5)$$

kde N je počet měření. Odchylka nabývá hodnot od nuly do nekonečna a má rozměr shodný s analyzovanou veličinou. Kritérium je možné vzhledem k dělení počtem měření (normalizaci) použít k porovnání shody s datovými soubory různé délky.

Koeficienty korelace R a determinace R^2 jsou normalizovanou bezrozměrnou mírou schopnosti modelu reprodukovat správně tvar měření. Koeficient korelace nabývá hodnot od mínus jedné do jedné, zatímco koeficient determinace od nuly do jedné. Hodnoty koeficientu determinace blízké nule značí špatnou kvalitu modelu; hodnoty blízké jedné značí dobrou kvalitu modelu.

Testování

Předpokládá se, že použitý skener je přístroj s konstantní absolutní, tj. aditivní chybou (relativní odchylka měření hyperbolicky klesá s hodnotou měřené intenzity signálu). Multiplikativní chyby přístroje ani jejich případné kombinace s chybou aditivní se neuvažují. Aditivní chyba omezuje rozsah použití skeneru v oblasti nízkých hodnot intenzity

signálu. V těchto případech se pro zajištění dostatečně malé hodnoty relativní chyby měřicího skeneru definuje práh citlivosti a spodní mez pracovního intervalu. Spodní mez pracovního intervalu garantuje relativní chybu v řádu pouze několika procent. Obě veličiny jsou v přímé souvislosti s mezní hodnotou pro filtraci neplatného signálu.

Vliv filtrace neplatného signálu na interpretaci výsledků MRI byl testován nastavením různé úrovně mezní hodnoty, pod kterou je signál považován za neplatný. Odfiltrovaný neplatný signál nepředstavuje pouze hodnoty pod prahem citlivosti skeneru, ale také zahrnuje signál z míst půdního vzorku, jehož odezvu nelze popsat rovnicí (3). Voxely obsahují mezifázová rozhraní, vzdušnou fázi aj. Mezní hodnoty intenzity signálu, zvolené v okolí možného prahu citlivosti skeneru v případě snímkování studovaných heterogenních půd, jsou v *tab. 2*. Zkoumaný způsob filtrace naměřeného signálu je méně diskriminační, než je odfiltrování celého voxelu, pokud je průměr všech hodnot ve voxelu menší než zvolená mezní hodnota. Nefiltrují se tedy celé voxely, ale jen hodnoty signálu (z 64násobku počtu použitých T_E a T_R časů v sekvenci), které jsou pod mezní hodnotou, pokud je současně alespoň polovina hodnot nad mezní úrovní intenzity signálu. V opačném případě je neplatný celý voxel.

*Tab. 2. Statistické hodnocení mezních hodnot intenzity signálu**

Mezní intenzita signálu (a. u.)	Počet hodnot *SI*	Podíl [%]	Aritmetický průměr	Směrodatná odchylka	Medián
0,03	2 631 525	91,7	0,32	0,53	0,12
0,05	2 298 643	80,1	0,36	0,55	0,15
0,09 (Sc. A)	1 653 294	57,6	0,47	0,61	0,24
0,14 (Sc. B)	1 210 816	42,2	0,61	0,67	0,36
0,19 (Sc. C)	986 286	34,4	0,71	0,70	0,46
0,38	582 288	20,3	1,01	0,78	0,74
0,57	393 799	13,7	1,27	0,83	0,99

* Aritmetický průměr, směrodatná odchylka a medián jsou vypočteny z neodfiltrovaných hodnot intenzity signálu uvnitř vzorku. Celkový počet měřených intenzit signálu uvnitř půdního vzorku byl 2 868 544.

Velký význam při mapování $M_0/T_1/T_2$ má kvalita proložení měřeného signálu rovnicí (3). Kritérii používanými k posouzení, kdy je proložení považováno za akceptovatelné pro interpretaci výsledků měření, byla zobecněná směrodatná odchylka, koeficient determinace a koeficient korelace. Pro testování vlivu prokládání byly definovány scénáře:

A – s odfiltrovanou intenzitou signálu nižší než 0,09 a. u.;
B – uvažuje odfiltrovaný signál pod úrovní 0,14 a. u.;
C – pracuje s filtrací signálu pod hodnotou 0,19 a. u.;
D – s mezní hodnotou intenzity signálu pro filtraci dat rovnou nule.

Výsledky

Základní statistické údaje vypočtené pro několik pravděpodobných hodnot mezní intenzity signálu jsou v *tab. 2*. Testované mezní hodnoty odpovídají odhadům prahu citlivosti (konstantní absolutní chyby) skeneru při snímkování zkoumané půdy. Z výsledků je patrný silně exponenciální tvar histogramu intenzity signálu, pouze méně než 14 % jich bylo nad 0,57 a. u. Maximální měřená intenzita signálu byla 18,73 a. u. Pro testování vlivu prokládání měřené intenzity signálu byly dále použity tři nejpravděpodobnější hodnoty, označené v *tab. 2*.

Z výsledků řešení inverzní úlohy za účelem mapování hodnot $M_0/T_1/T_2$ (*tab. 3*) je patrné, že volbou vyšší mezní hodnoty filtrace neplatného signálu se zvyšuje kvalita proložení. Scénář D, který zahrnuje všechny naměřené intenzity signálu, dosahuje nejhorších hodnot kritérií úspěšnosti optimalizačního procesu, s výjimkou RMSE ovlivněného přítomností velkého množství velmi nízkých hodnot. Od scénáře D ke scénářům A až C se zvyšuje průměrná hodnota M_0 ve vzorku, což je opět způsobeno rozdílnou úrovní filtrace.

*Tab. 3. Výsledky řešení inverzní úlohy v celém půdním vzorku**

Scénář	RMSE	R	R^2	M_0
A	0,13	0,91	0,82	3,25
B	0,15	0,93	0,86	3,99
C	0,18	0,94	0,88	4,75
D	0,09	0,77	0,64	2,43

* Počet hodnot použitý pro výpočet průměrných hodnot zobecněné směrodatné odchylky, koeficientu korelace, koeficientu determinace a M_0 se v jednotlivých scénářích liší.

Zaměříme-li se na jeden vybraný horizontální řez (*tab. 4*) a porovnáváme-li pouze shodné neodfiltrované voxely (tj. 1 161 voxelů platných ve scénáři C), můžeme zhodnotit, jaký vliv má různá úroveň filtrace signálu na kvalitu proložení těchto voxelů a následně na výsledné hodnoty M_0. Z horizontálních řezů (viz *tab. 4*) vychází, že kvalita proložení není ovlivněna rozdílnou filtrací (celých voxelů, ani v rámci voxelu) a rozdíly ve zjištěných průměrných hodnotách M_0 jsou zanedbatelné.

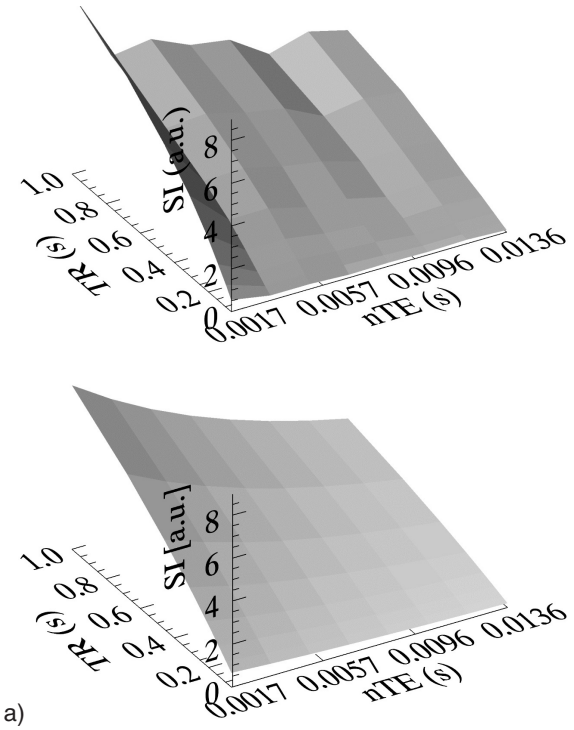
*Tab. 4. Výsledky řešení inverzní úlohy v 11. horizontálním řezu (≈ hloubka 53 mm) od vrchního okraje vzorku**

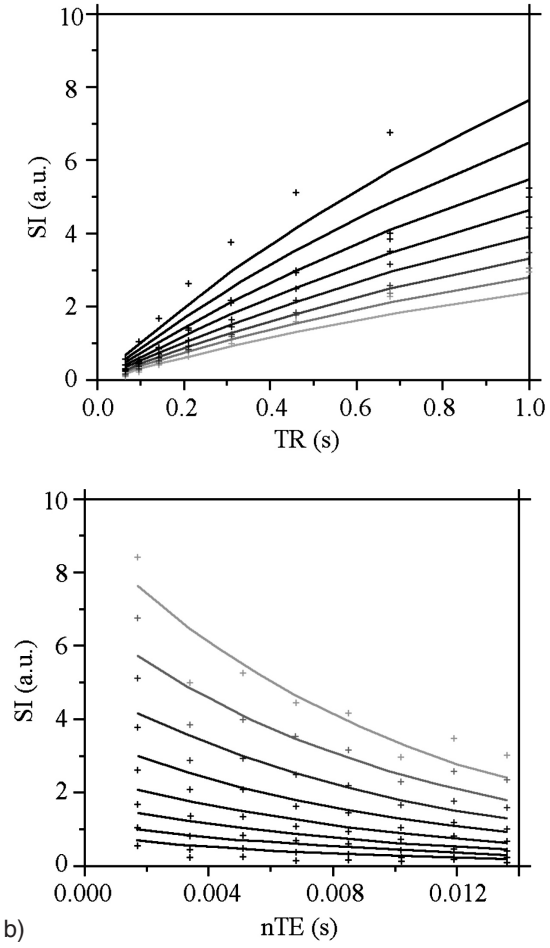
Scénář	RMSE	R	R^2	M_0
A	0,16	0,96	0,92	4,88
B	0,16	0,95	0,91	4,82
C	0,17	0,95	0,90	4,77
D	0,15	0,96	0,93	4,95

* průměrné hodnoty vypočtené pro nejnižší bázi společných voxelů (vztaženo k nejvíce restriktivnímu scénáři C)

Všechny scénáře kladou při prokládání plochy naměřenými body důraz na vysoké hodnoty signálu (tj. během optimalizace mají větší váhu než intenzity signálu na úrovni zvolené mezní hodnoty). Důvodem je, že větší absolutní hodnoty produkují větší absolutní odchylky, na které se následně zaměřuje optimalizační algoritmus využívající metodu nejmenších čtverců. Důraz na velkou intenzitu signálu by byl dále umocněn v případě zahrnutí chyb měření do optimalizačního procesu. Tímto způsobem by bylo dosaženo výrazné diferenciace akceptovatelných a neakceptovatelných proložení.

Příklad grafického zhodnocení kvality proložení, které je možné provést pro každý jednotlivý voxel snímku, je na *obr. 1*. Je z něj patrné, že výsledné proložení měřené intenzity signálu je kompromisem, který prokládá plochu těžištěm měřených hodnot intenzity signálu. Žádná konkrétní relaxační křivka není proložena dokonale. Zobrazené výsledky přísluší voxelu na pozici (32, 20) ve středové části vzorku v pří-

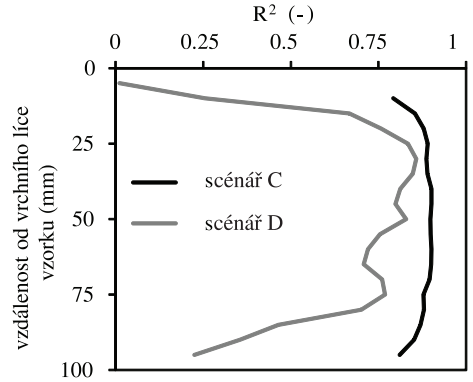




Obr. 1. Výsledky řešení inverzní úlohy v případě scénáře A, voxelu na pozici (32, 20) v rámci 11. horizontálního řezu od vrchního okraje vzorku, ≈ hloubka 53 mm
a – měřené a optimalizované intenzity signálu, *b* – řezy plochou definovanou rov. (3) a body měřených hodnoty

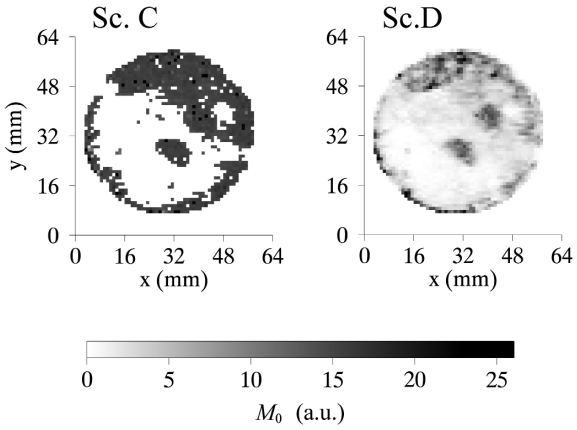
padě scénáře A s podprůměrnou úspěšností optimalizace (hodnota RMSE byla 2,67). Z voxelu nebyly v prezentovaném případě scénáře A odfiltrovány žádné intenzity signálu.

Z analýzy kvality proložení po výšce vzorku (*obr. 2*) vyplývá, že nejlépe rovnici (3) vyhovují (nejlépe se prokládají) měřené intenzity signálu ve střední části vzorku. Tato skutečnost je patrná i v případě scénáře C, který nepracuje s hodnotami intenzity signálu nižšími než 0,19 a. u. Výrazný rozdíl v průměrné kvalitě proložení je potom u scénáře D. Krajní horizontální řezy (v počtu 3 až 4) mají průměrnou hodnotu koeficientu determinace nižší než 0,5. Nízká kvalita proložení u vrchního a spodního líce může souviset s nehomogenitou vnějšího magnetického pole skeneru nebo horší funkčností signální cívky v těchto oblastech.



Obr. 2. Průměrná kvalita proložení po výšce vzorku

Výsledkem prokládání jsou mapy hodnot parametrů M_0, T_1 a T_2. Na *obrázku 3* jsou patrné hodnoty M_0 u scénářů C a D. Zobrazen je řez střední částí vzorku. Obě mapy M_0 se liší především zahrnutím oblastí s nízkou intenzitou signálu



Obr. 3. Mapy optimalizovaných hodnot M_0 scénářů C a D (pro 8. horizontální řez od vrchního okraje vzorku, ≈ hloubka 38 mm)

(scénář C nejvíce restriktivní, scénář D bez omezení). Průměrná hodnota M_0 v zobrazeném řezu je 16,5 pro scénář C, resp. 3,7 pro scénář D. Minimum a maximum potom 3,9 a 43,9 (scénář C); 0,06 a 26,1 (scénář D).

Závěr

Představené výsledky testování filtrace neplatného signálu jsou svázané se zkoumaným půdním vzorkem a použitým skenerem. Stanovené hodnoty parametrů pomocí řešení in-

verzní úlohy jsou navíc vázány na adekvátnost použitého vyjádření poklesu magnetizace.

Metoda detekce mezní hodnoty intenzity signálu nicméně může posloužit jako návod, jakým způsobem propojit odhadovanou aditivní chybu přístroje se zjištěním mezní hodnoty měřené intenzity signálu. Z prezentovaných výsledků vyplývá, že proces filtrování neplatného signálu je možné pro účely mapování hodnot $M_0/T_1/T_2$ nahradit vhodnou filtrací výsledků prokládání pomocí dostupných kritérií jeho úspěšnosti. Nevýhodou tohoto přístupu je řádový nárůst výpočetní náročnosti. Přístup byl použit například ve studii [6], kde byla méně restriktivní filtrace neplatného signálu použita pro potřeby detekce tvorby bublin vzduchu v jinak nasyceném půdním vzorku.

Článek vznikl za podpory projektu č. 103/08/1552 GA ČR a projektu Studentské grantové soutěže ČVUT č. SGS12/130/OHK1/2T/11.

Literatura

[1] Baumann, T. – Petsch, R. – Fesl, G. – Niessner, R.: Flow and Diffusion Measurements in Natural Porous Media Using Magnetic Resonance Imaging. J. Environ. Qual. 31, 2002, 470-476.
[2] Bloch, F.: Nuclear induction. Phys. Rev. 70, 1946, 460-474.
[3] Císlerová, M. – Šimůnek, J. – Vogel, T.: Changes of steady-state infiltration rates in recurrent ponded infiltration experiments. J. Hydrol. 104, 1988, 1-16.
[4] Edzes, H. T. – van Dusschoten, D. – van As, H.: Quantitative T2 imaging of plant tissues by means of multi-echo MRI microscopy. Magn. Reson. Imaging. 16, 1998, 185-196.
[5] Greiner, A. – Schreiber, W. – Brix, G. – Kinzelbach, W.: Magnetic resonance imaging of paramagnetic tracers in porous media: Quantification of flow and transport parameters. Water Resour. Res. 33, 1997, 1461-1473.
[6] Jelínková, V. – Sněhota, M. – Pohlmeier, A. – van Dusschoten, D. – Císlerová, M.: Effects of entrapped residual air bubbles on tracer transport in heterogeneous soil: Magnetic resonance imaging study. Org. Geochem. 42, 2011, 991-998.
[7] Kleinberg, R. L. – Kenyon, W. E. – Mitra, P. P.: Mechanism of NMR relaxation of fluids in rock. J. Magn. Reson. Ser. A 108, 1994, 206-214.
[8] Marquardt, D.: An Algorithm for Least-Squares Estimation of Nonlinear Parameters. SIAM J. Appl. Math. 11, 1963, 431-441.
[9] Sněhota, M. – Císlerová, M. – Amin, M. H. G. – Hall, L. D.: Tracing the entrapped air in heterogeneous soil by means of magnetic resonance imaging. Vadose Zone J., 9, 2010, 373-384.
[10] Stingaciu, L. R. – Pohlmeier, A. – Bluemler, P. – Weihermueller, L. – van Dusschoten, D. – Stapf, S. – Vereecken, H.: Characterization of unsaturated porous media by high-field and low-field NMR relaxometry. Water Resour. Res. 45, 2009, W08412.
[11] Votrubová, J. – Císlerová, M. – Amin, M. H. G. – Hall, L. D.: Recurrent ponded infiltration into structured soil: a magnetic resonance imaging study. Water Resour. Res. 39, 2003, 1371.

Přesnost vytyčování a metodologie Six Sigma

doc. Ing. Vladimír VOREL, CSc.
Ing. Lenka LÍNKOVÁ, Ph.D.
ČVUT v Praze – Fakulta stavební

Přesnost vytyčování je upravována normami ČSN 73 0420-1 a ČSN 73 0420-2, které byly vydány před deseti lety a nemusí odpovídat současným nárokům odběratelů na vysokou kvalitu a spolehlivost výsledků geodetických prací. V článku se proto navrhuje využití prvků metodologie Six Sigma pro vyloučení neshod při vytyčování.

Six Sigma Lay–out Accuracy and Methodology

The lay–out accuracy is governed by ČSN 73 0420-1 and ČSN 73 0420-2 standards, which were released 10 years ago and may not meet the present demands for high quality and reliability in surveying works. Therefore, to eliminate any potential incongruities in the lay–out, the article proposes the application of some elements of the Six Sigma methodology.

Úvod

Při vytyčování staveb jsou kladeny stále vyšší nároky odběratelů na kvalitu a spolehlivost výsledků těchto geodetických prací. Důležitým zřetelem je přesnost vytyčování, která podléhá ustanovením norem [1] a [2]. Tyto normy připravované od roku 1999 a vydané v roce 2002 však nezahrnují nové a v jiných oblastech vědy a techniky mezinárodně uznávané přístupy k zabezpečování kvality.

V tomto článku se proto navrhuje aplikovat jeden z těchto přístupů označovaný „Six Sigma“.

Vytyčování staveb – termíny

Pro připomenutí problematiky jsou dále uvedeny termíny, které byly definovány v [3]:

a) *vytyčování* – geodetické činnosti, kterými se v terénu nebo na stávajících stavbách vyznačují vytyčovacími značkami geometrické prvky (např. bod, úsečka atd.); pro tyto činnosti jsou podle vytyčovacího výkresu předepsány číselné hodnoty vytyčovaných veličin (jinde nazývaných „geometrické parametry“), což jsou především délky, úhly a nadmořské výšky;

b) *geometrický prvek* – bod, úsečka, přímka, rovinná křivka, prostorová křivka, rovina a plocha, kterými se definují prostorové útvary staveb; touto definicí [3] jsou proti [1] podchyceny i geometrické prvky v euklidovském prostoru E3, např. výškové oblouky na pozemních komunikacích, složité plochy vytvářející opláštění pozemních staveb atd.;

c) *vytyčovací značka* – měřická značka zhmotňující vytyčovaný geometrický prvek, např. ryska vyseknutá v zabetonované skobě, křížek nebo otvor v předem osazené ocelové destičce nebo barevná značka na stavební konstrukci. Podrobnosti viz [2].

Přesnost vytyčování

Proti dosavadním přístupům bude v dalším textu uplatněna vazba na metrologické zřetele. Podle [4] se přesností měření (accuracy of measurement) rozumí těsnost shody mezi výsledkem měření a pravou hodnotou měřené veličiny. V daných souvislostech měřenou hodnotou bude veličina vytyčená a pravou hodnotou bude hodnota nominální, uváděná v projektové dokumentaci [5].

Poznámka 1

Pojem „vytyčování“ je úzce vázán na pojem „měření“. Ve většině případů je přímé vynášení geometrických prvků převedeno na postupné dosažení nominální hodnoty veličiny měřením realizovaného posunu, např. podélného nebo příčného. Typickým příkladem je vytyčení bodu polární metodou [6].

Budiž dále x_h horní mezní hodnota vytyčované veličiny a x_d dolní mezní hodnota. Potom tolerance (stavební, celková)

$$T = x_h - x_d \tag{1}$$

a mezní vytyčovací odchylka podle [1] bude

$$\delta x_{MV} = \frac{T}{5}. \tag{2}$$

Nechť x_i je vytyčená hodnota veličiny (odpovídá podle [4] termínu „výsledek měření“) a x_0 je nominální hodnota veličiny.
Potom vytyčovací odchylka

$$\delta x_i = x_i - x_0. \tag{3}$$

Přesnost vytyčení se podle [1] hodnotí kritériem

$$|\delta x_i| \le |\delta x_{MV}|, \tag{4}$$

kde δx_{MV} je mezní vytyčovací odchylka daná normou [2] podle typu stavby, její části nebo stavební konstrukce.

Poznámka 2

Mezní vytyčovací odchylka δx_{MV} je nejčastěji symetrická a uvádí se se znaménkem ±. Vytyčovací tolerance je dána vztahem

$$T_V = 2 \cdot |\delta x_{MV}|. \tag{5}$$

Výběr metod vytyčování. Volba veličiny *u*

Metodami vytyčování se rozumí např. polární metoda s totální stanicí nebo prostorová polární metoda, metoda

GPS pro určení bodů primárního vytyčovacího systému a dále geometrická digitální nivelace pro určení výšky hlavních výškových bodů, viz [1], normativní příloha A.

Při výběru metod vytyčování rozhoduje (požadovaná) hodnota směrodatné odchylky σ. Za předpokladu normálního rozdělení pravděpodobností vytyčovacích odchylek δ_{xi} bude směrodatná odchylka dvojího vytyčení

$$\sigma = \frac{|\delta x_{MV}|}{u}\,, \tag{6}$$

kde u je normovaná náhodná veličina s normálním rozdělením. Volbu numerické hodnoty u upravuje [1] takto:

- $u =$ 1,64 je hodnota obecně ve stavebnictví, může být použita i při vytyčování;
- $u =$ 2,0 až 3,0 podle ekonomické závažnosti vytyčované veličiny, možnosti její kontroly, složitosti vytyčení a možnosti vyloučení systematických chyb.

Zde je třeba upozornit, že ke správnému stanovení hodnoty veličiny u je nutno provést experiment a analýzu procesu vytyčování z hlediska jeho technické a statistické stability, viz např. [7], což není v geodetické praxi zvládnutelné, a to ani časově, ani finančně. Proto volba hodnoty veličiny u nemusí být v běžném geodetickém provozu objektivní a při vžitém a nejčastějším případu volby $u = 2{,}0$ může být existující problém podceňován. K tomu přistupuje i nepříznivá okolnost, že působení systematických chyb a případné nesplnění předpokladu normality rovněž porušuje pravděpodobnost dodržení mezní vytyčovací odchylky.

Připomeňme ještě, že výše uvedeným hodnotám veličiny u v intervalu $\langle 1{,}64;\ 3{,}0\rangle$ odpovídá podle *tab. 1* pravděpodobnost P, že mezní vytyčovací odchylka δx_{MV} nebude překročena.

$$P = P(|\delta x_i| \le |\delta x_{MV}|)\,. \tag{7}$$

Doplňkem této pravděpodobnosti P je potom hladina významnosti

$$\alpha = 100\ \% - P\,. \tag{8}$$

Tab. 1. Pravděpodobnost P

u	1,64	2,00	2,50	3,00
P [%]	89,9	95,4	98,9	99,7

Předpoklady

Zabývejme se dále oblastí vytyčování staveb, která je frekventovaná a kterou lze charakterizovat takto:

a) vytyčují se geometrické parametry prostorové polohy (z fyzikálního hlediska to jsou veličiny); např. pro dráhu se vytyčují úhly a délky pro stanovení polohy hlavních bodů osy a určuje se výška hlavních výškových bodů;
b) tyto geometrické parametry jsou funkční a kritické [5];
c) odpovědnost výkonu vytyčování je vysoká;
d) stavba jako celek podléhá u dodavatele systému řízení kvality ve smyslu [8] a je uplatňována norma [9] a [10];
e) při výběru metod vytyčování byly přednostně uplatněny ty, které využívají totální stanici vyšší třídy přesnosti, digitální nivelační přístroj pro přesnou nivelaci (takové přístroje jsou ve firmách inženýrské geodézie již běžné) a v jiných případech (při výstavbě dopravních tunelů apod.) i gyroteodolit;
f) vytyčovací odchylky δx_i se řídí normálním rozdělením pravděpodobností.

Poznámka 3

Při použití přístrojů ad e) a odpovídajících metod vytyčování, jako je např. (elektronická) polární metoda nebo přesná pořadová nivelace, je stanovení přesnosti výsledků vytyčování exaktní a jednoznačné, viz [1], normativní příloha A, ať jde již o rozbor přesnosti apriorní, nebo aposteriorní [6]. Poněkud jiná situace je při použití metody GPS pro účely vytyčování, kdy přesnost výsledků je stanovena speciálním programovým vybavením a definuje se k příslušnému referenčnímu systému GPS. Norma [1] se touto oblastí zabývá jen všeobecně. Další komplikovanou záležitostí, pokud jde o definice přesnosti, je převod výstupů metody GPS do závazného geodetického referenčního systému S-JTSK. Z uvedených důvodů se v tomto článku metoda GPS pro vytyčování nebude uvažovat.

Za výše uvedených předpokladů a) až f) lze konstatovat následující. Bezchybné polohové a výškové umístění stavby, správný rozměr a tvar závisí na spolehlivosti výsledků vytyčování. To znamená, že ukazatele funkčnosti a bezpečnosti stavebního objektu jsou mimo jiné podmíněny dodržením vytyčovacích odchylek v normativních mezích. To ostatně platí i pro další druhy odchylek v řetězci vytyčovací odchylka – odchylka geometrie dílců – odchylka geometrie montáže, popř. odchylka rozměrů a tvaru bednění a odchylka kontrolního měření na realizovaných konstrukcích.

K těmto zřetelům přistupuje i mimořádná odpovědnost v oblasti vytyčování staveb, což vyvolává otázku, jakým způsobem zajistit téměř absolutní bezchybnost výsledků vytyčování. Pro toto zajištění autoři navrhují aplikovat metodologii Six Sigma.

Metodologie Six Sigma a vytyčování staveb

Budeme-li nadále uvažovat případy velmi odpovědných vytyčovacích prací podle předchozího odstavce, lze využít určitých, vhodně vybraných zásad metodologie Six Sigma. Metodologie je vědní disciplína, která se zabývá metodami, jejich tvorbou a aplikací. Six Sigma je „strukturovaná metodologie“, založená na přesných datech sloužící k eliminování defektů, ztrát či problémů v řízení kvality ve všech směrech výroby, služeb nebo obchodních aktivit; metodologie Six Sigma je založena na kombinaci ustálených technik statistického řízení kvality, jednoduchých i pokročilých metod analýzy dat a systematického tréninku všech osob v organizaci, které se zabývají strukturami a cíli určenými Six Sigma [11]. Je známo, že metodologie Six Sigma přinesla mimořádné úspory v průmyslu.

Název Six Sigma pramení z toho, že normovaná náhodná veličina s normálním rozdělením je pevně a jednou provždy stanovena hodnotou $u = 3{,}0$. Vztah mezi tolerancí T_V a směrodatnou odchylkou σ, jak vyplývá ze vzorců (5), (6), bude

$$T_V = 6 \cdot \sigma\ (\text{Six Sigma}), \tag{9}$$

což prakticky vylučuje možnost výskytu neshody – viz *tab. 1*, $P = 99{,}7\ \% \rightarrow \alpha = 0{,}3\ \%$. To znamená, že z vyrobeného souboru o rozsahu $N = 1 \cdot 10^6$ jednotek se pravděpodobně vyskytnou jen tři jednotky neshodné.

Jinak metodologie Six Sigma je obsáhlá a zahrnuje např. definice veličin a oblast měření (také v geodézii je toto stěžejní a propracovaná věc), analýzu chyb – srovnej s [12] a závad, návrhy ke zlepšování a řízení (kontrole). Metodologie Six Sigma je zčásti založena na využití aplikací matematické statistiky, jako je statistická analýza, statistická přejímka a statistická regulace – zde lze využít v geodézii, tedy i při

vytyčování [13], [14]. Kromě toho existuje řada norem metodických, např. [7]. Nabízí se i využití komerčního softwaru pro statistické metody, který může být speciálně zaměřen na metodologii Six Sigma.

Vytyčování a strategie vysoké kvality

Vrátíme-li se zpět k vytyčovacím pracím za uvedených předpokladů a) až f), je zřejmé, že geodetická firma si nemůže dovolit výskyt chybných výsledků vytyčení. Objednatel musí mít předem záruky spolehlivosti výsledků. Těchto záruk geodetické firmy v praxi dosahují např. uplatněním vysoce přesné měřicí techniky. Zároveň je věnována pozornost pravidelnému servisu a kalibraci těchto přístrojů. Takové přístupy sice vypadají ekonomicky náročně, ale jsou schopny na základě zkušeností pracovníků vždy splnit požadovanou přesnost vytyčování, a to se značnou rezervou.

Výskyt chybných (neodhalených a neopravených) výsledků vytyčování u náročných úloh může pro firmu znamenat následky právní, finanční, ztrátu dobrého jména atd. Takové skryté chyby mohou přinést při realizaci staveb nedozírné komplikace, např. nutnost změn v projektové dokumentaci nebo bourací práce a případné chyby ve výškovém vytyčení po provedení navazující stavební operace jsou nejzávažnější a nedají se odstranit. Eliminaci chyb vytyčovacích prací je tedy nutné především zajistit u dodavatele, resp. geodetické firmy, a dále pak nezávislou kontrolou ze strany účastníků výstavby, tj. především v rámci povinností geodeta investora, viz např. [9], [10], a také tím, že výsledky vytyčování jsou ověřeny úředně oprávněným zeměměřickým inženýrem (ÚOZI) [15].

Pro dosažení účinnosti kontroly při provádění vytyčovacích prací je celkem logické, že odpovědní geodeti dodavatele, investora i projektanta mají současně kvalifikaci ÚOZI, viz např. [16]. Uvedený pracovník, např. ÚOZI dodavatele, vytyčovací práce řídí a jejich výsledky ověřuje z hlediska náležitostí a přesnosti [15]. Jakkoli by následný systém nezávislých kontrolních opatření ze strany ÚOZI měl případné chyby ve vytyčování zachytit, princip ošetření „nulového“ výskytu těchto chyb je třeba umístit na samý počátek sledu prací, tj. k dodavateli – ke geodetické firmě, která subdodávku vytyčování zajišťuje.

Vytyčovací práce vykonané s tak vysokou spolehlivostí potom znamenají pro geodetickou firmu přechod na strategii vysoké kvality [17]. To znamená s garancemi předem deklarovanými objednateli, a to uplatňováním metodologie Six Sigma na bázi systému řízení kvality podle [8] se dosahuje téměř s jistotou bezkonfliktního průběhu při přejímkách vytyčení. Tato strategie vysoké kvality vyvolává sice vyšší cenu geodetických výkonů, která však v objemu nákladů na stavební práce je stejně jen jejím zlomkem. Geodetické firmě však používání strategie vysoké kvality v případě vytyčovacích prací, ale i jinde, může v dlouhodobém horizontu přinést značný prospěch na trhu geodetických služeb. Pro náročné vytyčovací práce se proto metodologie Six Sigma jeví jako nanejvýš potřebná.

Příklady použití při rozboru přesnosti před měřením

Dále budou uvedeny příklady použití zásad metodologie Six Sigma při náročných vytyčovacích úlohách, a to ve fázi rozboru přesnosti před měřením. Současně platí předpoklady uvedené a) až f).

Příklad 1 – Vytyčení dráhy

Za složitých podmínek koordinace investic (souběh liniových staveb, křížení, vazba na stávající stavby apod.) se určuje výška hlavního výškového bodu (HVB) celostátní dráhy při návrhové rychlosti přes 120 do 160 km/h. Poznamenejme, že podle [1] soustava hlavních výškových bodů tvoří primární výškovou vytyčovací síť dráhy. Tyto body jsou stabilizovány max. 200 m od osy dráhy, ve vzájemné vzdálenosti 200-350 m. Zřízení HVB a určení jejich výšky náleží do etapy vytyčení prostorové polohy stavby. Nechť je dána mezní vytyčovací odchylka výšky $\delta x_{MV} = \pm 3$mm – viz [2], *tab. 16*. Vytyčovací tolerance T_V tedy bude $T_V = 2|\delta x_{MV}| = 6$ mm. Ve shodě se zásadami metodologie Six Sigma se použije pevně stanovená hodnota normované náhodné veličiny s normálním rozdělením $u = 3{,}0$. Tím je prakticky vyloučena možnost překročení mezní vytyčovací odchylky. Potom směrodatná odchylka dvojího výškového určení bude $\sigma = T_V/6 = 1$ mm. Pro výběr vhodného bodu (vhodných bodů) České státní nivelační sítě (ČSNS), na který (které) bude HVB připojován, je třeba znát maximální délku nivelačního pořadu $L_{\max}$ v kilometrech. Mějme při tom k dispozici digitální nivelační přístroj se směrodatnou kilometrovou odchylkou obousměrné nivelace $\sigma_0 = 0{,}7$ mm. Směrodatná odchylka převýšení na trati $L_{\max}$ bude $\sigma = \sigma_0 \sqrt{L_{\max}}$. Potom $L_{\max} = \sigma^2/\sigma_0^2$. Po dosazení vychází $L_{\max} = 2{,}0$ km.

Příklad 2 – Měření úhlu v základní vytyčovací síti (ZVS) tunelu pro pozemní komunikaci

Uvažujme, že jde o dálniční tunel a že ZVS je tvořena polygonovým pořadem. Budování a měření ZVS je upravováno metodickým pokynem [18]. Nechť je dále projektem ZVS předepsána přesnost v určení vrcholového (vodorovného) úhlu polygonového pořadu parametrem $\delta x_{\text{met}} = \pm 3$ mgon, což je mezní odchylka měření.

Vzhledem k závažnosti úkolu a ve shodě s metodologii Six Sigma použijeme hodnotu normované náhodné veličiny s normálním rozdělením $u = 3{,}0$. Potom směrodatná odchylka vodorovného úhlu bude $\sigma_\omega = |\delta x_{met}| /3 = 1$ mgon. Z toho požadovaná směrodatná odchylka vodorovného směru bude $\sigma_\psi = \sigma_\omega / \sqrt{2} = 0{,}71$ mgon. Do této hodnoty se však musí zahrnout i vliv optického dostředění totální stanice na stanovisku σ_{e1} a dostředění cíle σ_{e2}, $\sigma_{e1} = \sigma_{e2} = \sigma_e = 0{,}7$ mm . Bude tedy

$$\sigma_\psi^2 = \sigma_{\psi n}^2 + 2\,\frac{\sigma_e^2}{s^2}\,\rho^2 \ , \qquad (10)$$

kde $\sigma_{\psi n}$ je směrodatná odchylka směru měřeného v n skupinách, s je délka strany ZVS, ρ je radián vyjádřený v mgon.

Potom by např. při $s = 300$ m vycházelo $\sigma_{\psi n} = 0{,}68$ mgon. Jestliže projekt ZVS stanoví měřit v $n = 3$ skupinách, potom směrodatná odchylka směru měřeného v jedné skupině bude $\sigma_{\psi 0} = \sigma_{\psi n}.\sqrt{3} = 1{,}18$ mgon. Podle této hodnoty se vybere totální stanice – hodnota $\sigma_{\psi 0}$ je uvedena v dokumentaci výrobce. Celý tento příklad naznačuje přístup k zajištění vysoké jistoty ve správnosti výsledků měření.

Příklad 3 – Vytyčování vysokopodlažního objektu občanské výstavby (betonová monolitická konstrukce)

Uvažujme úlohu promítnutí přímek půdorysné osnovy nebo os stavby do vyšších podlaží. Tato úloha může být řešena vytyčováním svislic optickým provažovačem dostředěným na vhodných charakteristických bodech, které definují soustavu přímek či os v základní úrovni. Obvyklé je vytyčovat z malého odsazení od objektu. I když je tato úloha v normě [2] zařazena do oddílu „stavby prostorové – podrobné vytyčení“, je v uvažovaném příkladu nutné věnovat zvláštní pozornost při řízení svislosti stavby a zajišťování

geometrických parametrů rozměrů a tvaru na jednotlivých podlažích. Podle [2] je při výšce objektu např. h = 35 m mezní vytyčovací odchylka svislice $\delta x_{MV} = \pm 10$ mm, čili vytyčovací tolerance T_V = 20 mm. Vzhledem k závažnosti úkolu (výška objektu, popř. náročná výrobní technologie apod.) použijeme nad rámec normy hodnotu veličiny u = 3,0. Tím požadovaná směrodatná odchylka ve vytyčení svislice $\sigma = T_V/6$ = 3,3 mm. Tento parametr přesnosti lze zajistit např. optickým provažovačem ZEISS PZL. Při použití továrně vyrobeného cílového zařízení (rastr) a při měření ve třech polohách alhidády má přístroj směrodatnou odchylku σ_{PZL} = 1,0 mm při h = 100 m. K této hodnotě je však třeba připojit směrodatnou odchylku optického dostředění přístroje σ_{e1}= 0,7 mm a směrodatnou odchylku v realizaci vytyčeného bodu (nahoře) $\sigma_r \approx$ 1,0 mm. Disponibilní směrodatná odchylka ve vytyčení svislice tedy bude $\sigma_D = \sqrt{\sigma_{PZL}^2 + \sigma_e^2 + \sigma_r^2}$ = 1,6 mm při výšce objektu h = 100 m. Tato hodnota, vypočtená podle principu Six Sigma s nadstandardní spolehlivostí, vyhoví požadavku σ = 3,3 mm při $h \approx$ 30 m. Ještě dodejme, že pro úlohu zadanou podle *Příkladu 3* lze popř. uvažovat i další metody a přístroje – promítání teodolitem vybaveným lomeným okulárem při záměře do zenitu, laserový provažovač nebo měření přesnou totální stanicí z pozemního stanoviska při prostorové polární metodě. Pro všechny tyto varianty je však potřebný rozbor přesnosti.

Závěr

Předkládaný článek přináší návrh uplatňovat při náročných případech vytyčování staveb jednu ze zásad metodologie Six Sigma, a to použití pevné hodnoty normované náhodné veličiny s normálním rozdělením u = 3,0. Tím je vytyčovací tolerance T_V pokryta šestinásobkem směrodatné odchylky vytyčované veličiny (úhel, délka atd.). Tento přístup zajišťuje téměř se stoprocentní pravděpodobností (99,7 %), že vytyčovací tolerance T_V, resp. mezní vytyčovací odchylka δx_{MV}, bude dodržena. Interval $6.\sigma$ je dle současných trendů doporučován v ostatních odvětvích techniky a průmyslu, v inženýrské geodézii pak při vytyčovacích úlohách za předpokladů a) až f) rovněž. Jde zejména o vytyčování prostorové polohy stavby za složitých vazeb na okolní investice, náročnou stavební technologii atp. Přístup Six Sigma lze uplatnit tam, kde odpovědnost při vytyčovacích pracích je mimořádně vysoká a výskyt neshody (zde nesprávného výsledku vytyčování) je třeba prakticky vyloučit. Tento přístup současně znamená omezení:

– výkyvů náhodných vytyčovacích odchylek δx_i (o kterých předpokládáme, že mají normální rozdělení pravděpodobností);
– případného posunu střední hodnoty $E(\delta x_i)$ těchto odchylek;
– vlivu technické a statistické nestability procesu vytyčování.

Při tom předpokládáme, že vyloučení nehodných výsledků vytyčování probíhá i dle požadavků [9], [10], a zejména pak za součinnosti úředně oprávněných zeměměřických inženýrů dle [15]. I to je ostatně ve shodě s metodologii Six Sigma – jde o personální zabezpečení výkonů. Zavedení pevné jednotné hodnoty normované náhodné veličiny s normálním rozdělením u = 3,0 přináší také přestup na strategii vysoké kvality a vyšší náklady na geodetické práce. S tím souvisí podstatné zvýšení přesnosti vytyčování. To však není zvláštní problém, protože geodetické firmy běžně disponují výkonnou geodetickou přístrojovou technikou (zejména přesnými totálními stanicemi a digitálními nivelačními přístroji). Lze očekávat, že zavedení principů Six Sigma do vytyčování zajistí firmám úspory na „opravách“ nesprávných výsledků a téměř absolutní jistotu, že k takovým případům, které by pro firmu znamenaly úhonu, vůbec nedojde. S tím také při vytyčování staveb souvisí dokonalé metrologické zabezpečení výkonů včetně kalibrace přístrojů, na což bylo již dříve upozorňováno [18].

Článek vznikl za podpory výzkumného záměru MSM 6840770001, dílčí část „Geodetické monitorování pro zajištění spolehlivosti staveb“.

Literatura

[1] ČSN 73 0420-1: 2002 Přesnost vytyčování staveb – Část 1: Základní požadavky
[2] ČSN 73 0420-2: 2002 Přesnost vytyčování staveb – Část 2: Vytyčovací odchylky
[3] Vorel, V. – Bureš, J.: Kontrola geometrických parametrů a ověřování přesnosti rozměrů ve výstavbě. [Sborník], „44. geodetické informační dny“, Spolek zeměměřičů Brno, 2008, s. 66-74. ISBN 978-86433-50-9
[4] TNI 01 0115: 2009 Mezinárodní metrologický slovník – Základní a všeobecné pojmy a přidružené termíny (VIM)
[5] ČSN 73 0202: 1995 Geometrická přesnost ve výstavbě. Základní ustanovení
[6] Bajer, M. – Procházka, J.: Inženýrská geodézie: návody ke cvičením. [Učební text], ČVUT Praha, 2008. ISBN 978-80-01-03923-6
[7] ČSN ISO 8258: 1994 Shewhartovy regulační diagramy
[8] ČSN EN ISO 9000: 2006 Systémy managementu kvality – Základní principy a slovník
[9] ČSN ISO 4463-1: 1999 Měřicí metody ve výstavbě – Vytyčování a měření – Část 1: Navrhování, organizace, postupy měření a přejímací podmínky
[10] ČSN ISO 4463-3: 1999 Měřicí metody ve výstavbě – Vytyčování a měření – Část 3: Kontrolní seznam geodetických a měřických služeb
[11] Škop, M.: Metodologie Six Sigma® a Statistica®. In: Metody zlepšování jakosti. Six Sigma® a další strategie. [Sborník], StatSoft. Praha, Bratislava 2002, s. 45-49. ISBN 80-238-9410-2.
[12] Hampacher, M. – Štroner, M.: Zpracování a analýza měření v inženýrské geodézii. Praha, Česká technika 2011.
[13] ČSN 73 0212-6: 1993 Geometrická přesnost ve výstavbě. Kontrola přesnosti. Část 6: Statistická analýza a přejímka
[14] ČSN 73 0212-7: 1994 Geometrická přesnost ve výstavbě. Kontrola přesnosti. Část 7: Statistická regulace
[15] 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
[16] Mlček, L. – Procházka, J. – Šafář, L. – Vorel, V. a kol.: Základní vytyčovací síť v ražených dálničních tunelech. [Metodický pokyn], Praha, Ředitelství silnic a dálnic ČR 2004.
[17] Mizuno, S.: Řízení jakosti. Praha, Victoria Publishing 1993. ISBN 80-85605-38-4
[18] Vorel, V. – Línková, L.: Současné nároky metrologie ve stavební geodezii. Projekt, 6, 2002, č. 1, s. 34-35. ISSN 1211-9490

Karbonatace modifikovaných vápenných omítek

Ing. Hannah BENEŠOVÁ
Ing. Petr FALC
doc. Ing. Milena PAVLÍKOVÁ, Ph.D.
ČVUT Praze – Fakulta stavební

Článek je věnován karbonatačnímu procesu omítek na bázi vápenného hydrátu. Průběh karbonatační reakce byl urychlen kondicionováním vzorků v klimatické komoře, která umožňuje vytvořit prostředí s vysokou koncentrací CO_2. Nejprve byly vzorky zkoušeny jednoduchou a rychlou kolorimetrickou metodou pomocí fenolftaleinu, následně byla stanovena dynamika karbonatační reakce gravimetrickou metodou.

Modified Lime Plasters Carbonation

This paper is concerned with the carbonation of modified lime plasters. The progress of the carbonation reaction was accelerated due to exposing samples to the environment with highly concentrated carbon dioxide in the climatic chamber. The main experimental methods tested the progress of the mortar carbonation front by the phenolphthalein analysis. The dynamics of the carbonation process was measured by the gravimetric method.

Úvod

Tvrdnutí vápenných omítek je řízeno pouze reakcí oxidu vápenatého s atmosférickým oxidem uhličitým za přístupu vlhkosti. Malta použitá na velmi tlusté zdi proto může dosáhnout maximální pevnosti, tzn. plně karbonatovat, až po několika desítkách let. Rychlost tvrdnutí se dá zvýšit přidáním hydraulického vápna či cementu do omítkové směsi. Časté používání vápenných omítek svědčí o jejich výhodách. Vápno jako hygroskopický materiál stabilizuje relativní vlhkost jejím absorbováním a uvolňováním, čímž budově umožňuje dýchat, dále redukuje povrchovou kondenzaci uvnitř budovy, zlepšuje vnitřní klima a snižuje riziko vzniku plísní [1]. Další výhoda vápenných omítek se projevuje při malých posunech zdiva, při nichž vzniká v omítce větší množství malých trhlin místo jednotlivých velkých trhlin jako u ostatních typů omítek. Těmito nově vzniklými trhlinami proniká voda, která rozpouští volné částice vápna a transportuje je. Po vypaření vody se částice vápna usazují a dochází k zacelení trhlin. Tento proces se nazývá autogenní léčení [2]. Vápenné omítky mají také vysokou přilnavost k podkladovým vrstvám. Částice vápna jsou totiž mnohem jemnější než např. částice cementu, tudíž se dostanou hlouběji do podkladového materiálu.

Rychlost karbonatace vápenných omítek modifikovaných pucolánově aktivními látkami či vápenocementových omítek se většinou odhaduje na základě zkušeností. Cílem je proto objasnit vliv vnějších podmínek na karbonatační proces modifikovaných vápenných omítek, sledovaný podle rychlosti postupu čela karbonatace kolorimetrickou a gravimetrickou metodou. Na základě poznatků z literatury [3]-[7] byly navrženy zrychlené karbonatační zkoušky, kterými budou teoretické předpoklady kvantifikovány pro vybrané vápenné omítky různého složení.

Průběh karbonatace

Karbonatace je proces, při němž dochází ke vzniku $CaCO_3$ reakcí hydroxidu $Ca(OH)_2$ a oxidu uhličitého (CO_2). Karbonatační reakce probíhá ve všech materiálech obsahujících hydroxid vápenatý při vytváření pevné struktury. Protože dochází k přeměně zásaditého hydroxidu na kalcit, klesá ve zkarbonatovaných oblastech pH. Karbonatace betonu je tudíž dějem negativním, naopak pro tvrdnutí vápenných malt je tento děj nezbytný [8]. Bylo zjištěno pět fází karbonatace [3]:

– difúze plynného CO_2 pórovou strukturou omítky;
– rozpouštění $Ca(OH)_2$ v pórové vodě

$$Ca(OH)_2 \rightarrow Ca^{2+} + 2OH^- \quad (pH>10); \qquad (1)$$

– rozpouštění CO_2 v pórové vodě

$$CO_2 + OH^- \rightarrow HCO_3^- ; \qquad (2)$$

– dosažení chemické rovnováhy rozpuštěného CO_2 v pórové vodě

$$HCO_3^- + OH^- \rightarrow CO_3^- H_2O ; \qquad (3)$$

– srážení $CaCO_3$

$$Ca^{2+} + CO_3^{2-} \rightarrow CaCO_3 . \qquad (4)$$

Zjednodušeně lze karbonataci vyjádřit rovnicí

$$Ca(OH)_2 + CO_2 + H_2O \rightarrow CaCO_3 + 2H_2O . \qquad (5)$$

Je provázena objemovými změnami pevných částic, $Ca(OH)_2$ (portlandit, jehož molární hmotnost je 74 g/mol, molární objem 33,0 ml) se mění na $CaCO_3$ (kalcit, nebo méně častěji laterit nebo aragonit, mají molární hmotnost 100 g/mol a molární objem 36,9 ml), což způsobuje zvětšení objemu reagujících částic o 11,8 % a vzrůst hmotnosti přibližně o 35 %.

Přídavkem pucolánově aktivních materiálů lze zvýšit pevnost a odolnost vápenných omítek proti působení atmosférických činitelů, tj. vody a korozních látek [9]. Průběh chemických reakcí probíhajících při vytváření pevné struktury u omítek modifikovaných pucolány bude záviset především na druhu pucolánově aktivního materiálu a na jeho aktivitě, kromě toho také na velikosti zrn pojiva, kvalitě použitého vápna a na okolních podmínkách, tj. na teplotě, vlhkosti a koncentraci CO_2 ve vzduchu.

Při vytváření pevné struktury omítky s přidanou pucolánově aktivní látkou dochází jednak k pucolánové reakci, která spočívá v reakci hydroxidu vápenatého s reaktivním oxidem křemičitým a hlinitým, a současně probíhá karbonata-

ce. Obě reakce si konkurují. Pucolánová reakce probíhá za přítomnosti vody, zatímco u karbonatace kapalná voda snižuje výrazně rychlost difúze oxidu uhličitého do hmoty omítky [10], [11].

Při pucolánové reakci vznikají produkty, které jsou obdobou produktů vznikajících při hydrataci portlandského cementu a jsou stálé ve vodě. Vyjádřeno rovnicí

$$Ca(OH)_2 \rightarrow Ca^{2+} + 2OH^- . \quad (6)$$

Anion OH^- napadá vazby Si-O-Si nebo Si-O-Al a po rekombinaci těchto produktů vznikají tzv. CSH gely.

$$\equiv Si - O - Si \equiv + OH^- \rightarrow [SiO_2(OH)_2]^{2-} . \quad (7)$$

Pucolány ve vápenných omítkách vedou ke zvýšení pevnosti a zvýšení odolnosti proti působení vody a agresivních činitelů, přičemž některé druhy pucolánově reagujících látek, jako je metakaolin nebo cihelná moučka, zvyšují současně porozitu omítky, což je výhodné z hlediska její propustnosti pro vodní páru a plynný oxid uhličitý. Uvedené vlastnosti způsobují, že vápenopucolánové omítky mají delší životnost než omítky čistě vápenné [12], [13].

Omítky, jejichž pojivé složky tvoří směs vápna a cementu, byly vyvinuty pro možnost kombinování výhod obou pojiv. Portlandský cement začne s vodou reagovat okamžitě, po 10 minutách se reakce zastaví na dobu 1,5–2,5 h. Na povrchu zrn cementu se díky přítomnosti sádrovce v cementu vytvoří obal z ettringitu, který zabrání styku dalších molekul vody s cementem. Teprve postupnou difúzí vody tímto obalem začne reakce cementu s vodou za tvorby hydratovaných křemičitanů a hlinitanů vápenatých. Tyto hydratační produkty, ačkoli jde o hydratované fáze, jsou ve vodě nerozpustné a stálé. Reakce slínkových minerálů s vodou jsou v podstatě hydrolýzou s následující hydratací. Současně nastává přesycování roztoku portlanditem, který se později vylučuje v jemných krystalech, nejčastěji destičkového tvaru. Tento hydroxid dává pórovému roztoku v tuhnoucím cementu alkalickou reakci (pH = 12,4). Většina portlanditu je generována v prvních dvou periodách hydratace, tedy v prvních 24 h po zamíchání. Malá část takto vzniklého hydroxidu vápenatého dále reaguje s dosud nezreagovaným trikalciumaluminátem za vzniku kalciumhydroaluminátů. Zbylý hydroxid vápenatý, vzniklý hydratací cementu, karbonatuje za vzniku kalcitu. Také hydroxid vápenatý, který byl součástí vápna v omítkové směsi, karbonatuje stejným způsobem.

U tohoto typu omítky zaručuje rychlý vývin pevností přítomný cement, takže omítka je již od začátku pevná v celé hmotě. Asi do 28 dnů jsou cementová zrna hydratována a je vytvořena spojitá síť hydratačních produktů ve hmotě omítky. Póry ve vápenocementové omítce mají menší průměr, což následně vede k většímu odporu proti propustnosti vodní páry a možnosti výraznějšího zavlhání vzlínající vodou z podzákladí a vodou kondenzovanou z ovzduší. Menší množství pórů ve vápenocementové omítce má za následek zvýšení odporu proti difúzi CO_2 do omítky. Díky tomu je postup karbonatace pomalejší, než je tomu u čistě vápenných omítek [14].

Faktory ovlivňující rychlost karbonatace

Velmi pomalý proces karbonatace významně ovlivňuje koncentrace oxidu uhličitého v okolním vzduchu. Přeměna hydroxidu vápenatého na pevnou strukturu uhličitanu vápenatého probíhá pouze za přístupu oxidu uhličitého, který vniká do konstrukce z exteriéru. Z toho plyne, že zkarbonatovaná část omítky se vyskytuje při vnějším okraji omítky, přičemž hloubka karbonatace závisí časově na koncentraci oxidu uhličitého v ovzduší, neboť oxid uhličitý difunduje k hydroxidu vápenatému porézním systémem omítky. U líce zdiva se ještě převážně vyskytuje hydroxid vápenatý.

Důsledkem postupu čela karbonatace dochází k tomu, že v oblastech styku omítky se zdivem je omítka po dlouhou dobu nejméně pevná. Malé množství CO_2 difunduje porézním systémem zdiva, karbonatace tedy postupuje v menší míře i směrem od zdiva. Experimentálně bylo například zjištěno, že po dvou letech byla u líce zdiva stanovena 14% přítomnost nazkarbonatovaného hydroxidu [15].

Dalším z faktorů, které významně ovlivňují průběh karbonatace vápenné omítky, je teplota. Ačkoliv obecně platí, že rychlost chemických reakcí s rostoucí teplotou stoupá, rozpustnost CO_2 ve vodě naopak klesá [16]. Snížení rychlosti rozpouštění CO_2 má za následek zpomalení postupu čela karbonatace. Reakce probíhá nejrychleji při teplotě 10 °C a její rychlost klesá se zvyšující se teplotou. Toho se dá využít při skladování vápenného hydrátu. Pokud totiž nelze při uskladnění zajistit velice nízkou relativní vlhkost vzduchu (např. ve velkých skladech surovin), dá se předčasné karbonataci zabránit zvýšením teploty v daném místě.

Vlhkost v materiálu je pro karbonatační proces nezbytná, jelikož bez ní nemůže docházet k rozpouštění plynného CO_2 v pórové vodě. Materiál však nesmí být plně saturovaný. Pokud hodnota relativní vlhkosti okolního vzduchu přesahuje 95 %, začíná docházet ke kapilární kondenzaci vody a póry se zaplňují kapalnou vodou. Ta způsobuje, že rychlost difúze oxidu uhličitého se sníží asi desetinásobně, tím poklesne i rychlost karbonatace, neboť se omezí rychlost přísunu oxidu uhličitého k molekulám hydroxidu vápenatého. Obráceně však přítomnost určitého množství vlhkosti v omítce je podmínkou, aby karbonatace, jakožto iontová reakce, mohla probíhat. Úplně vysušená směs s CO_2, a podobně i s jinými plyny, vůbec nereaguje.

Na rozměrech pórů také závisí způsob, jakým molekuly CO_2 v omítce difundují. Ve větších pórech se šíří klasickou Fickovou difúzí. Pokud je střední volná dráha molekul CO_2 větší než poloměr pórů (d je menší než 0,045 μm), nastává Knudsenova difúze [16].

Studie vlivů množství plniva na difúzi CO_2 v cementu ukázaly, že rychlost difúze klesá se zvyšující se koncentrací jemných frakcí plniva. Při zvýšení obsahu písku nad 50 % nastává prudké zrychlení difúze. To může být vysvětleno vysokou porozitou vrstvy na přechodovém rozhraní mezi plnivem a cementovou pastou. Tato vrstva má tloušťku zhruba 20 μm a je přibližně třikrát poréznější než cementová pasta. Při koncentraci písku do 40 % se tato vrstva přechodového rozhraní téměř nevyskytuje [15]. Obecně se dá říci, že čím větší je koncentrace plniva v maltě, tím větší je porozita, čímž je urychlena difúze CO_2 do omítky a karbonatace probíhá rychleji.

Materiály

Vzorky materiálu byly připraveny z vápenného hydrátu o velikosti částic 90 μm a označeny L90 (Vápenka Mokrá). Z největší části, tj. 92,2–96,6 %, jsou tvořeny $Ca(OH)_2$, zbytek představují příměsi a nečistoty, a to 0,4–1,5 % CO_2, 0,4–0,8 % MgO a 0,1–0,3 % SO_3. Jako plnivo do omítek byl použit tříděný křemičitý písek z Bratčic, namíchaný z frakcí 0,08/0,5 mm, 0,5/1 mm a 1/2 mm v poměru 1:1:1. Pucolánově aktivní přísadou byl metakaolin Mefisto K05 (České lupkové závody Nové Strašecí). Jde o vysoce aktivní, mikrojemně mletý pucolánový materiál, s velikostí částic 3-5 μm.

V článku je sledován proces karbonatace u modifikované vápenné omítky s přídavkem metakaolinu (VOM). Pro porovnání byla připravena také čistě vápenná omítka (VO). Výchozí poměr jednotlivých složek v omítkové směsi byl 1:3:1 (pojivo:plnivo:voda). U omítky modifikované metakaolinem byl zvýšen poměr pojiva o čtvrtinu přidáním pucolánové příměsi.

Dále byly ověřovány tři komerčně vyráběné suché maltové směsi, a to vápenocementová omítka, konkrétně jádrová omítka Bauxit (VOC). Dále pak sanační vnější jemná omítka Baumit 64 (VOS 1) a sanační podhoz Baumit 68 (VOS 2). Vodní součinitel jednotlivých směsí byl upraven podle požadavku na zpracovatelnost. Složení omítek je popsáno v *tab. 1*.

Tab. 1. Složení vápenných omítek

Směs	Množství [kg]			
	vápno CL 90 Mokrá	písek 0/2mm Bratčice	metakaolin Mefisto k 05	voda
VO	4,8	14,4	–	4,8
VOM	4,8	14,4	1,2	5,5
prefabrikovaná směs				
VOC	40			7,2
VOS 1	35			6,3
VOS 2	35			7,0

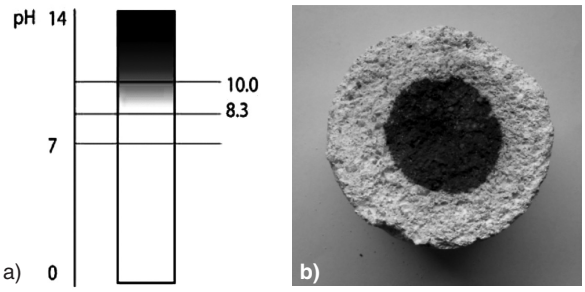
Metody

Po navážení složek na elektronických váhách byla omítková směs připravena dle požadavků norem. Následně byly směsi vkládány do dvou různých forem. Válcové formy z PVC ∅ 7 cm o výšce h = 10 cm byly vymazány tenkou vrstvou technického oleje a naplněny přibližně 1 cm pod okraj. Hutnění probíhalo na zhutňovacím stole patnácti rázy. Vzorky byly jednou denně vlhčeny rozprašovačem po dobu tří dnů, a poté vyňaty z forem. Dalších 25 dní se nechaly zrát při teplotě 22±5 ˚C a relativní vlhkosti vzduchu 40±10 %.

Druhým typem forem byly malé tuby z PVC ∅ 3 cm o výšce h = 5 cm. Směsí byly naplněny zhruba do poloviny, a poté byla směs lehkým stlačením ruky zhutněna. Tento postup byl již aplikován v práci Cultrona [13]. Vysychání probíhalo za stejných podmínek jako u větších forem, tedy při 22±5 ˚C a 40±10 % relativní vlhkosti. Tuby byly po dobu vysychání pravidelně váženy s přesností 0,001 g. Přibližně po 15 dnech již nedocházelo k výraznému poklesu hmotnosti vlivem vysychání. Vzorky byly v těchto podmínkách ponechány po dobu 28 dnů, poté byly použity k experimentálním účelům.

Kolorimetrie

Přestože je k dispozici široké spektrum moderních metod, pro detekování postupu karbonatace je nejčastěji používanou metodou kolorimetrická analýza fenolftaleinem. Místo, které po jeho aplikaci zůstane tmavě růžové (pH vyšší než 9), obsahuje vysoce alkalický portlandit. Nezbarvené části indikují místa, kde zkarbonatoval na neutrální kalcit. Z tohoto poznatku často vychází nesprávný závěr, že existuje ostrá hranice mezi zkarbonatovaným a nezkarbonatovaným materiálem [5], [6]. Bylo dokázáno, že čelo karbonatace tvoří rozsáhlejší oblast, jejíž šířka a poloha se mění s postupující karbonatací. Po aplikaci fenolftaleinu na čerstvě zlomený vzorek barevná změna označí oblast nezkarbonatovaného materiálu (*obr. 1a, b*).



Obr. 1. a – barevná změna vzorku po aplikování fenolftaleinu v závislosti na hodnotě pH, b – fenolftaleinová skvrna na vzorku vápenné omítky vystavené po 48 h atmosféře s 20% koncentrací CO_2 (hranice je zde poměrně ostrá)

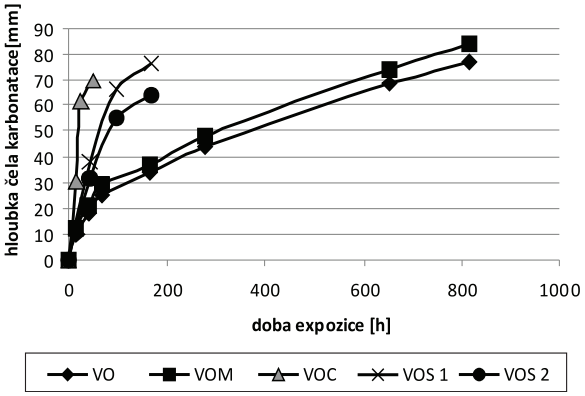
Gravimetrie

Během karbonatace dochází u vápenných omítek ke znatelnému nárůstu hmotnosti. Cultrone a Sebastsian použili gravimetrii k zaznamenávání hmotnosti $CaCO_3$, který vznikl v určitém časovém intervalu [13]. Omítky byly vystaveny prostředí s vysokou koncentrací CO_2, přičemž hmotnostní rozdíly byly zaznamenávány po dobu třiceti dnů. Maximální hmotnosti všechny dosáhly do osmi dnů. Tato metoda vyžaduje zachování konstantních teplotních a vlhkostních podmínek ve zkušební komoře. Výhodou použití gravimetrie při zrychlených karbonatačních zkouškách je celková doba pokusu. Ten při koncentraci vzdušného CO_2 v řádu několika procent může trvat několik hodin nebo dní. Výsledky získané gravimetrií poskytují informace o množství zkarbonatovaného hydroxidu [13].

Výsledky měření a diskuze

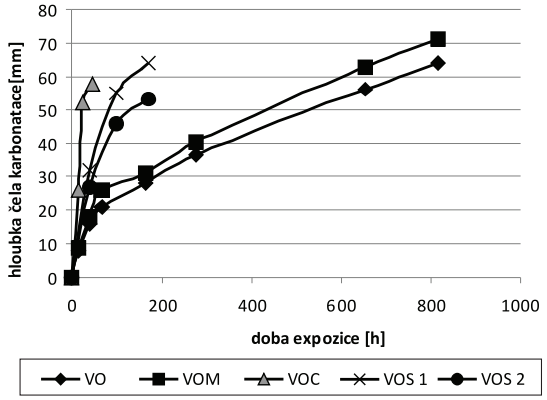
Pro zjištění rychlosti karbonatace byly vzorky nejprve po stranách a ze spodní strany opatřeny epoxidem, aby byl zaručen jednorozměrný transport CO_2. Poté byly umístěny do komory Nuire GT2000 při teplotě 30 ˚C a relativní vlhkosti 70±10 %. Rychlost postupu karbonatace byla měřena při dvou různých koncentracích CO_2, a to 10 % a 5 %. Při zrychlených zkouškách se běžně používají vysoké koncentrace, řádově několik desítek procent. Průměrná koncentrace CO_2 v městském prostředí je dle Dheillyho 225–300 ppm [4].

Vzorky byly po určité době vystavení atmosféře CO_2 vyjmuty z komory a podélně ruční pilkou rozříznuty, zbytky prachu štětcem očištěny a čerstvý řez pokapán 1% roztokem fenolftaleinu v etanolu. Takto, pomocí kolorimetrické metody, byla stanovena hloubka čela karbonatace jako průměr z několika měření pro daný typ materiálu. Výsledky měření



Obr. 2. Hloubka čela karbonatace modifikovaných vápenných omítek v závislosti na čase

hloubky čela karbonatace v závislosti na čase pro koncentraci CO_2 = 10 % jsou zaznamenány na *obr. 2*, pro koncentraci CO_2 = 5 % na *obr. 3*. Z výsledků je zřejmé, že při zvýšení koncentrace CO_2 o dvojnásobek vzrostla u všech omítek její rychlost zhruba o 20 %.



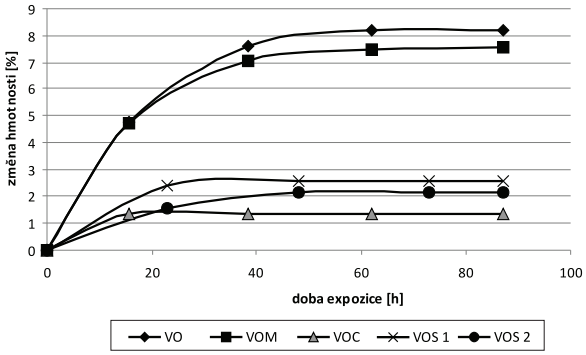
Obr. 3. Hloubka čela karbonatace modifikovaných vápenných omítek v závislosti na čase

Rychlost karbonatace byla u vápenné omítky a vápenné omítky modifikované metakaolinem téměř stejná. Přídavek metakaolinu způsobil jen malé zvýšení difúzního koeficientu pro CO_2. Všechny omítky vyrobené z komerčních směsí naopak vykazovaly velmi rychlý postup čela karbonatace, především vápenocementová omítka. Karbonatace celého vzorku u ní nastala již po 72 h, zatímco u vápenné omítky a vápenné omítky modifikované metakaolinem nedosáhla takové úrovně ani po 820 h.

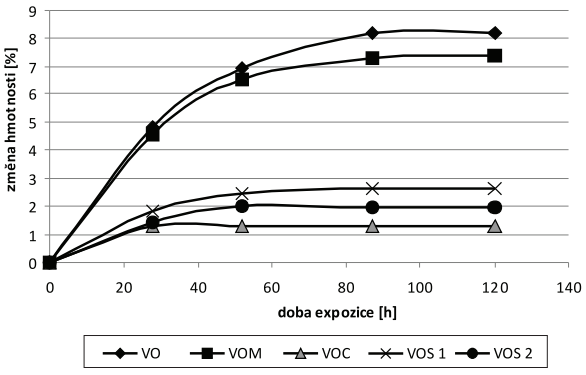
U omítek, které vykazovaly velmi rychlý vývin karbonatace, byl zjištěn netypický tvar čela karbonatace proti vápenné omítce a vápenné omítce modifikované metakaolinem, jejichž linie ohraničující čelo karbonatace je přímá. Přechodová hranice mezi fenolftaleinem zbarvenou částí a nezbarvenou nezkarbonatovanou částí je ostrá a velmi zřetelná. U vápenocementových omítek VOS 1 a VOS 2 je tato hranice již méně zřetelná. U velmi rychle karbonatující vápenocementové omítky se čelo karbonatace jevilo jako velmi nezřetelná oblast, kde sytě fialová barva zvolna přecházela až k nezbarvené části zkarbonatované omítky. U této omítky bylo ještě vypozorováno, že i ve zkarbonatovaných oblastech se vyskytovaly malé oblasti, přibližně 0,5x0,5 mm, které s fenolftaleinem reagovaly, tedy vykazovaly pH větší než 9. Existence těchto malých nezkarbonatovaných zrn mohla být způsobena dvěma důvody. Tím prvním může být přítomnost určitého množství velkých zrn vápna obsaženého ve vápenocementové směsi. Pokud jsou zrna vápna příliš velká, mohou se krystaly $Ca(OH)_2$ během karbonatace pokrýt pro plyny nepropustnou vrstvou kalcitu. Ta blokuje přístup CO_2 k $Ca(OH)_2$ uvnitř těchto zrn. Kapalný fenolftalein prosákne dovnitř tohoto smíšeného zrna, reakcí se zásaditým $Ca(OH)_2$ zfialoví, a poté obarví celé toto smíšené kalcitově-portlanditové zrno. Druhým důvodem existence těchto malých nezkarbonatovaných zrn je neustálý vznik portlanditu v průběhu hydratace cementu. Hydratace může trvat až dva roky [15]. Vzorky vápenocementové omítky použité pro zrychlené zkoušky karbonatace dosáhly v době aplikace fenolftaleinu maximálního stáří 40 dní. Hydratace tou dobou stále produkovala významné množství portlanditu. U čerstvých cementů navíc hydratuje velké množství alitu, přičemž dochází ke třikrát větší produkci portlanditu v porovnání s pomaleji hydratujícím belitem [15]. Díky tomuto jevu může docházet u všech komerčních směsí obsahujících cement ke značnému zkreslení výsledků měření postupu karbonatace.

Při ověřování průběhu karbonatace pomocí gravimetrie vykázaly vzorky po sedmi dnech experimentu (cca po 168 h) hmotnostní přírůstky v řádu několika procent. Po této době byly v oblasti chyb měření, experiment byl tedy ukončen. Největší celkovou změnu hmotnosti dosáhly vápenné omítky VO a VOM, což bylo způsobeno vysokým obsahem $Ca(OH)_2$. Zároveň nabyly maximální hmotnosti nejpomaleji. Sanační vápenocementové omítky typu VOS 1 a VOS 2 vykázaly menší hmotnostní přírůstky, zato však karbonatovaly o poznání rychleji. Vápenocementová omítka typu VOC vykázala nejmenší hmotnostní přírůstek, což značí velmi malý obsah $Ca(OH)_2$. Zároveň však nabyla maximální hmotnosti nejrychleji.

Hmotnostní přírůstky v čase pro CO_2 = 10 % jsou zaznamenány na *obr. 4*, pro CO_2 = 5 % na *obr. 5*. Gravimetrická měření byla provedena i u referenčních vzorků. Ty po 60 dnech vykázaly maximální hmotnostní přírůstky v řádu desetiny procenta, karbonatace u nich tedy byla zanedbatelná. Z toho vyplývá, že vysoká koncentrace CO_2 výrazně ovlivňuje rychlost karbonatační reakce. U velmi rychle karbonatující vápenocementové omítky VOC se čelo karbonatace jevilo jako velmi nezřetelná oblast, kde sytě fialová barva zvolna přecházela až k nezbarvené části zkarbonatované omítky.



Obr. 4. Vývin váhových přírůstků při koncentraci CO_2 = 10 %



Obr. 5. Vývin váhových přírůstků při koncentraci CO_2 = 5 %

Závěr

V článku byla teoreticky rozebrána problematika karbonatace různých typů omítek, vlivy na tento proces a metody sledování jejího průběhu. U modifikovaných vápenných a vá-

penocementových omítek dochází v prostředí obsahujícím CO_2 nejen k vlastní pucolánové reakci, ale také ke karbonataci přítomného hydroxidu. Rychlost obou konkurenčních dějů je ovlivněna složením materiálu, relativní vlhkostí, koncentrací CO_2 a řadou dalších parametrů. Karbonatační proces byl sledován kolorimetrickou a gravimetrickou metodou. Při tomto měření bylo dokázáno, že hodnota difúzního koeficientu pro CO_2 v maltě se v průběhu karbonatace mění. Gravimetrická měření dynamiky karbonatačního procesu korespondovala s měřením rychlosti karbonatace kolorimetrickou metodou pomocí fenolftaleinového indikátoru, přičemž komerční vápenocementové směsi vykazovaly několikanásobně rychlejší vývin karbonatace.

Rychlost karbonatace byla u vápenné a modifikované vápenné omítky téměř shodná, přičemž přídavek metakaolinu vedl k nepatrnému urychlení difúze CO_2. Naopak všechny omítky vyrobené z komerčních směsí vykazovaly velmi rychlý postup čela karbonatace, zejména vápenocementová omítka. Sledování hmotnostních změn vzorků omítek vedlo ke zjištění, že vysoký obsah $Ca(OH)_2$ u vápenných omítek způsobil největší změny hmotnosti. Zároveň byl tento nárůst velice pomalý proti hmotnostním změnám, které vykazovaly vápenocementové směsi. Sanační vápenocementové omítky vykázaly sice nižší hmotnostní přírůstky z důvodu nižšího obsahu $Ca(OH)_2$, avšak karbonatovaly o poznání rychleji.

Experimentální data získaná pomocí zrychlených karbonatačních zkoušek budou sloužit jako vstupní hodnoty do matematických modelů vycházejících z fyzikálně-chemické podstaty probíhajících dějů. Při studiu karbonatace vápenopucolánových a vápenocementových omítek je nutné zohlednit kromě přesné koncentrace výchozích látek a produktů také difúzní odporový koeficient, jež je funkcí relativní vlhkosti a tlaku vodních par, a reakční rychlost, která je funkcí koncentrace CO_2, pórovitosti $Ca(OH)_2$, relativní vlhkosti a teploty.

Článek vznikl za podpory projektu MSM 6840770031 MŠMT a projektu MEB 0810126.

Literatura

[1] Moncman, A.: Environmental deterioration of materials. Charter 7: Enviromental. Concr. Res., 2001, 31, 397-403.
[2] Callebaut, K. – Elsen, J. – van Balen, K. – Viaene, W.: Nineteenth century hydraulic restoration mortars. Cem. Concr. Res., 31, 2001, 397-403.
[3] Dheilly, R. M. – Tudo, J.: Influence of Climatic Conditions on the Carbonation of Quisklime. Journal of Materials Engineering and Performance, Vol. 7, 1998.
[4] Dheilly, R. M. – Tudo, J. – Sebaý bi, Y. – Que´neudec, M.: Influence of storage conditions on the carbonation of powdered Ca(OH)2; Construction and Building Materials 16 (2002); Paris, 155-161.
[5] Villain, G. – Thiery, M.: Gammadensimetry: A method to determine drying and carbonation profiles in concrete. Paris, 2003.
[6] Thiery, M. – Villain, G. – Dangla, P. – Platret, G.: Investigation of the carbonation front shape on cementitious materials: Analysis of the effects of the chemical kinetics. Cem. Concr. Res. (In press), 2007.
[7] van Balen, K.: Carbonation reaction of lime, kinetics at ambient temperature. Cement and Concrete Research 35 (2005) 647-657.
[8] Johannesson, B. – Utgenannt, P.: Microstructural changes caused by carbonation of cement mortar, Cem. Concr. Res. 31 (2001) 925-931.
[9] Platret, G. – Deloye, F.-X.: Thermogravimetry and carbonation of cements and concretes. Paris, 1994.
[10] Lanas, J. – Pérez Bernal, J. L. – Bello, M. A. – Alvarez Galindo, J. I.: Mechanical properties of natural hydraulic lime-based mortars, Cem. Concr. Res. 34 (2004), pp. 2191-2201.
[11] Shih, S. M. – Ho, C. S. – Song, Y. S. – Lin, J. P.: Kinetics of the reaction of $Ca(OH)_2$ with CO_2 at low temperature. Ind. Eng. Chem. Res., 38, 1999.
[12] Takemoto, K. – Uchikawa, H.: Hydration of pozzolanic cement. [Proceedings], 7th international congress on the chemistry of cement, Vol. 1 (Principal reports), Paris; 1980. p. iv-2/1–29.
[13] Cultrone, G. – Sebastia´n, E. – Ortega Huertas, M.: Forced and natural carbonation of lime-based mortars with and without additives: Mineralogical and textural changes. Granada, 2004.
[14] Chromá, M.: Studium a modelování karbonatace betonů. [Dizertace], VUT Brno, 2012.
[15] van Balen, K. – van Gemert, D.: Modelling lime mortar carbonation. Mater. Struct., 27 (1994) 393-398.
[16] Lawrence, R.: A Study of carbonation in nonhydraulic lime mortars. University of Bath, 2006.

STAVEBNÍ OBZOR
ROČNÍK 20 ČÍSLO 5/2012

Navigace v dokumentu

OBSAH

Kulovaná, T. – Vejmelková, E. – Keppert, M. – Černý, R. – Rovnaníková, P. – Ondráček, M. – Sedlmajer, M.
Trvanlivostní vlastnosti vysokohodnotného betonu s jemně mletým keramickým střepem **128**

Pešková, Š. – Procházka, P.
Účinek vysoké teploty na netradiční vláknobetony **132**

Kočí, V. – Jerman, M. – Trník, A. – Maděra, J. – Černý, R.
Vliv výplňového materiálu na tepelně izolační vlastnosti děrovaných cihel **136**

Hnilica, O. – Plášek, J.
Vliv návštěvnosti na vnitřní klima ve znojemské rotundě **142**

Šlezingr, M.
Možnosti využití alternativní stabilizace břehů **145**

Witala, L. – Korytárová, J.
Management rizik v procesu rozhodování volby technologie výstavby železobetonové konstrukce **148**

Tichá, A. – Hanáková, Z.
Optimalizace procesů a nákladů životního cyklu stavebního díla s podporou facility managementu **154**

Trvanlivostní vlastnosti vysokohodnotného betonu s jemně mletým keramickým střepem

Ing. Tereza KULOVANÁ
Ing. Eva VEJMELKOVÁ, Ph.D.
Ing. Martin KEPPERT, Ph.D.
prof. Ing. Robert ČERNÝ, DrSc.
ČVUT v Praze – Fakulta stavební

prof. RNDr. Pavla ROVNANÍKOVÁ, CSc.
Ing. Michal ONDRÁČEK
Ing. Martin SEDLMAJER
VUT v Brně – Fakulta stavební

V článku je prezentováno ověřování trvanlivostních vlastností vysokohodnotných betonů s obsahem jemně mletého keramického střepu jako částečné náhrady portlandského cementu. Naměřené parametry přinášejí poznatky o základních fyzikálních vlastnostech betonů zkoušených po 28 dnech normového zrání, o vlhkostních vlastnostech, mrazuvzdornosti a odolnosti proti působení chemických látek. Jednotlivé parametry jsou porovnány s hodnotami určenými pro referenční beton bez obsahu jemně mletého keramického střepu.

Durability Properties of High Performance Concrete Containing Finely-Ground Ceramics

Durability properties of high performance concrete containing finely-ground ceramics as cement replacement are studied in this paper. The measured data provide information on basic physical properties of concretes after a 28-days' curing period, hygric properties, frost resistance and chemical resistance. The measured parameters are compared with reference high performance concrete without finely-ground ceramics.

Úvod

Obsahem článku je experimentální studium vlastností vysokohodnotného betonu s příměsí jemně mletého keramického střepu jako částečné náhrady portlandského cementu. Množství jemně mletého cihelného střepu se pohybovalo v množství 10–60 % hmotnosti cementu. Jde o rozšíření informací o vlastnostech vysokohodnotného betonu publikovaných v [1].

Materiály

Vysokohodnotný beton s portlandským cementem CEM I 42,5 R byl použit jako referenční materiál při určování materiálových parametrů betonu s příměsí jemně mletého keramického střepu. Specifický povrch portlandského cementu byl 341 m^2kg^{-1}. Ve studovaných směsích byla část portlandského cementu nahrazena jemně mletým keramickým střepem (*tab. 1*) v množství 10–60 % hmotnosti cementu. Jeho specifický povrch byl 582 m^2kg^{-1}.

Tab. 1. Složení cihelného střepu

Cihelný střep	[%]
ztráta sušením (105 °C)	0,39
ztráta žíháním (1 100 °C)	1,13
SiO_2	63,45
Al_2O_3	13,98
Fe_2O_3	5,39
TiO_2	0,77
CaO	8,18
K_2O	2,43
Na_2O	0,90
sírany jako SO_3	0,10

Porovnávací referenční materiál byl označen RC. V této směsi byl jako pojivo použit pouze portlandský cement. Ve směsi s označením CB10 bylo nahrazeno 10 % portlandského cementu jemně mletým keramickým střepem, v dalších vzorcích v množství 20 %, 40 % a 60 %. Pro výrobu všech vzorků byl použit superplastifikátor Mapei Dynamon SX, který je přísadou na akrylové bázi. Podrobné složení záměsí je uvedeno v *tab. 2*.

Tab. 2. Složení směsí vysokohodnotného betonu

Složky	Množství [kgm^{-3}]				
	RC	BC 10	BC 20	BC 40	BC 60
cement CEM I 42,5 Mokrá	484,0	435,6	387,2	304,8	193,6
cihelný prach	0,0	48,4	96,8	179,2	290,4
kamenivo 0–4 mm	812	812	812	812	812
kamenivo 8–16 mm	910	910	910	910	910
superplastifikátor Mapei Dynamon SX	5,3	5,3	5,3	5,3	5,3
voda	160	160	160	160	160

Metody a měření

Objemová hmotnost [kgm^{-3}], hustota matrice ρ_{mat} [kgm^{-3}] a otevřená pórovitost ψ [%] betonů byly stanoveny pomocí sycení vzorků vodou za sníženého tlaku a následného vážení vzorků maximálně nasycených a vzorků maximálně nasycených ponořených pod vodní hladinu [2]. Dosažené výsledky jsou uvedeny v *tab. 3*.

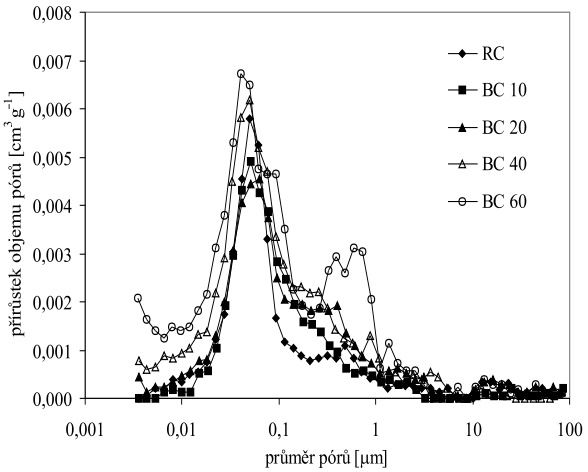
Charakteristika pórového systému

Distribuce velikosti pórů byla stanovena pomocí rtuťové porozimetrie (Pascal 140 + 440, Thermo). Rozhodující část

Tab. 3. Základní fyzikální vlastnosti betonů [1]

HPC	ρ	ρ_{mat}	ψ
	[kg m^{-3}]		[%]
RC	2 430	2 740	11,2
BC 10	2 420	2 730	11,4
BC 20	2 370	2 720	12,8
BC 40	2 330	2 700	13,9
BC 60	2 310	2 730	15,5

pórového systému byla tvořena póry ∅ 0,01–0,10 μm, zde byl nejzřetelnější i růst porozity s rostoucím obsahem cihelného střepu (*obr. 1*). Při jeho vyšších dávkách (od BC20 výše) se stal zřetelným ještě pórový systém ∅ 0,2–1,0 μm.



Obr. 1. Distribuce velikosti pórů

Vlhkostní parametry

Ověřování součinitele difúzní propustnosti δ [s], součinitele difúze vodní páry D [m^{2}s^{-1}] a faktoru difúzního odporu μ [-] bylo prováděno miskovou metodou v uspořádání dry cup bez teplotního spádu [2]. Podobně jako další parametry, které se používají pro hodnocení transportu vodní páry, je i součinitel difúze v přímé vazbě s množstvím, velikostí a propojením pórů jednotlivých stavebních materiálů.

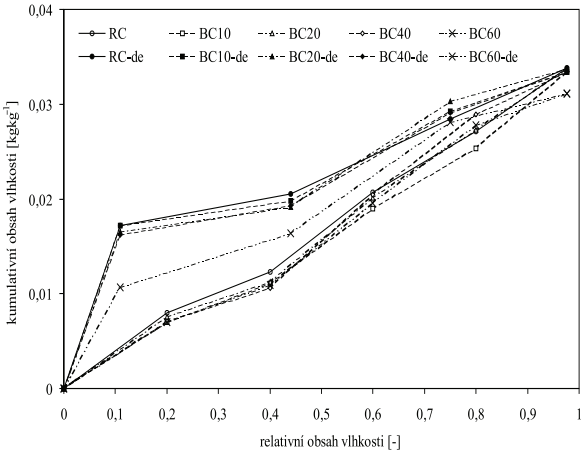
Nejnižšího faktoru difúzního odporu dosáhl referenční materiál. Faktor difúzního odporu u ostatních vzorků se významně nelišil. Hodnoty charakterizující transport vodní páry jsou uvedeny v *tab. 4*.

Tab. 4. Transportní parametry vodní páry

HPC	5/50 %		
	δ [s]	D [m^{2}s^{-1}]	μ [-]
RC	1,13E-11	1,55E-06	14,94
BC 10	9,93E-12	1,36E-06	17,07
BC 20	1,00E-11	1,38E-06	17,08
BC 40	1,05E-11	1,45E-06	16,14
BC 60	1,00E-11	1,38E-06	16,95

Sorpční a desorpční izotermy

Měření sorpčních izoterm bylo provedeno v laboratorních podmínkách při průměrné teplotě 23 °C exsikátorovou metodou. Vzorky byly umístěny v exsikátorech s různými solnými roztoky, nad kterými byla simulována známá konstantní vlhkost vzduchu odpovídající příslušnému roztoku a dané teplotě. Počátečním stavem vzorků pro určení sorpční izotermy byl vysušený materiál. Pro měření desorpční izotermy byl počátečním stavem nasycený vzorek v prostředí s relativní vlhkostí 97,5 %. Vážení vzorků probíhalo paralelně ve všech exsikátorech. Hmotnost vzorků byla sledována až do ustálení a následně byla vypočtena jejich vlhkost.



Obr. 2. Sorpční a desorpční izotermy materiálů

Sorpční a desorpční izotermy (*obr. 2*) u všech sledovaných materiálů nevykazovaly velké rozdíly. Pouze materiál BC 60 dosahoval nižších hodnot v desorpční oblasti. Tento jev může být patrně způsoben rozdílnou topologií pórového systému na rozdíl od ostatních materiálů. Tuto domněnku podporuje i to, že BC 60 měl výrazně vyšší otevřenou pórovitost než ostatní materiály.

Transportní parametry kapalné vlhkosti

Pro stanovení transportních parametrů kapalné vlhkosti je podstatné stanovit součinitel vlhkostní vodivosti κ [m^{2}s^{-1}]. Měření tohoto součinitele bylo provedeno přibližnou metodou založenou na měření nasákavosti [3].

S rostoucím množstvím jemně mletého keramického střepu, který částečně nahrazuje portlandský cement, roste i schopnost transportu kapalné vlhkosti. To je v souladu s rostoucí otevřenou pórovitostí materiálů. Absorpční koeficient materiálů obsahujících do 20 % jemně mletého keramického střepu je poměrně nízký (*tab. 5*), což je pozitivním přínosem z hlediska trvanlivosti betonu.

Tab. 5. Transportní parametry kapalné vlhkosti

HPC	A [kg m^{-2}s$^{-1/2}$]	κ [m^2 s^{-1}]
RC	0,0041	1,32E-09
BC 10	0,0067	3,79E-09
BC 20	0,0077	3,83E-09
BC 40	0,0101	6,23E-09
BC 60	0,0113	6,32E-09

Koeficient mrazuvzdornosti

Mrazuvzdornost betonů byla hodnocena podle ČSN 73 1322 [4]. Koeficient K byl vypočítán z poměru pevnosti v tahu ohybem, resp. tlaku těles po 100 zmrazovacích cyklech, a referenčních těles uložených v normovém prostředí.

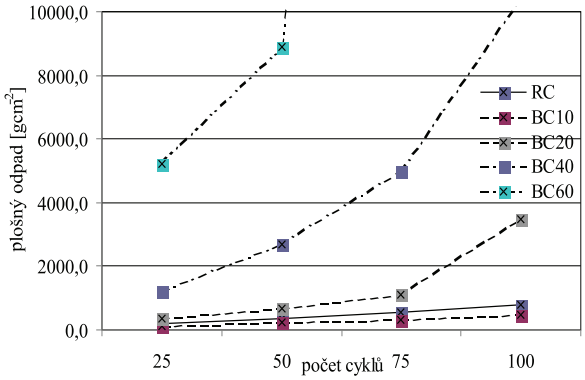
Všechny betony připravené s příměsí alternativních surovin i beton referenční jsou vyhodnoceny jako mrazuvzdorné, tj. koeficient mrazuvzdornosti *K*, získaný jak z poměrů pevností v tlaku, tak z poměrů pevností v tahu ohybem, je větší než 0,75. Výsledky ukazují, že v takto navržených vysokohodnotných betonech není nutné použít provzdušňovací přísady, aby byla zajištěna dostatečná mrazuvzdornost. Výsledky jsou prezentovány v *tab. 6*.

Tab. 6. Koeficient mrazuvzdornosti materiálů

Materiál	Z poměru pevností	
	v tlaku [-]	v tahu ohybem [-]
RC	0,96	0,87
CB 10	1,00	1,00
CB 20	1,00	1,00
CB 40	1,00	1,00
CB 60	0,95	1,00

Odolnost proti působení vody a chemických rozmrazovacích látek

Pro stanovení odolnosti proti působení vody a chemických rozmrazovacích látek (CHRL) byla použita metoda popsaná v [5]. Zkoušce byla podrobena krychlová tělesa o velikosti hrany 150 mm. Aby byly betonové povrchy schopny odolávat působení chloridů, je maximální odpad po 100 zmrazovacích cyklech stanoven na 1 000 gm^{-2}. Nejvyšší odpad byl zjištěn u materiálu BC 60, kde bylo použito 60 % jemně mletého keramického střepu jako náhrady cementu. Po 25 zmrazovacích cyklech tento materiál vykazoval plošný odpad více než 5 000 gm^{-2}. Normovým zkouškám nevyhověl ani materiál BC 40. Lepších výsledků dosáhl BC 20, ten vyhověl do 75 zmrazovacích cyklů, po 100 zmrazovacích cyklech však ani tento materiál normové zkoušce nevyhověl. Nejlepší výsledky a nejmenší odpad v celé oblasti zatěžování zmrazovacími cykly vykazoval materiál BC 10 s 10 % jemně mletého cihelného střepu a referenční materiál. Časový průběh zkoušky je znázorněn na *obr. 3*.



Obr. 3. Odolnost betonu proti působení vody a CHRL

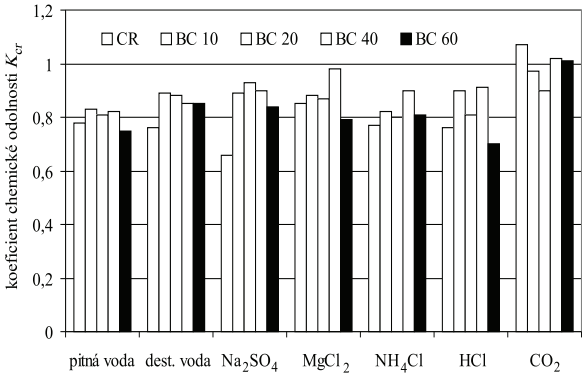
Chemická odolnost

Chemická odolnost betonů byla ověřována metodou vyvinutou na VUT Brno. Vyzrálé (28 dní v 100% vlhkosti) vzorky betonu o velikosti 100x100x50 mm byly vystaveny několika typům korozního prostředí (*tab. 7*) po dobu 60 dnů při laboratorní teplotě. Vzduch měl relativní vlhkost 45±5 %. Destilovaná voda byla po deseti dnech měněna. Karbonatace probíhala v exsikátoru, kde byla relativní vlhkost 85±5 % (udržováno pomocí nasyceného roztoku KNO_3), koncentrace CO_2 byla měřena infračervenou sondou. Po uplynutí šedesátidenní expozice byla u vzorků stanovena pevnost v tlaku. Koeficient chemické odolnosti K_{cr} byl vypočten jako poměr pevnosti v tlaku exponovaného vzorku a pevnosti v tlaku vzorku uloženého 60 dní v laboratoři.

Tab. 7. Korozní prostředí pro stanovení koeficientu chemické odolnosti

Korozní prostředí	Koncentrace
pitná voda	–
destilovaná voda	–
$MgCl_2$	17,76 g/dm^3
NH_4Cl	2,97 g/dm^3
Na_2SO_4	14,79 g/dm^3
HCl	0,001 mol/dm^3
CO_2	65±5 obj. %

Chemická odolnost vzorků BC10, BC20 a BC40 byla ve všech korozních prostředích (vyjma CO_2) vyšší než u referenční směsi (*obr. 4*). Nejvyšší rozdíly v hodnotách K_{cr}, vzhledem ke směsi RC, byly zjištěny pro Na_2SO_4, HCl a destilovanou vodu. Chemická odolnost materiálu BC60 byla výrazně slabší než u vzorků s nižším obsahem keramického střepu. V HCl a $MgCl_2$ došlo ke zhoršení dokonce i vzhledem k referenční směsi. Pokud budeme uvažovat analogicky k hodnocení mrazuvzdornosti, že dosažení $K_{cr} > 0,75$ je uspokojivým výsledkem, je možno říci, že všechny připravené betony (kromě RC v roztoku Na_2SO_4) vykazovaly dobrou chemickou odolnost ve všech sledovaných korozních prostředích.



Obr. 4. Koeficient chemické odolnosti K_{cr} pro různá korozní prostředí

Závěr

V článku byla ověřovány vlastnosti vysokohodnotného betonu, který obsahoval jako náhradu portlandského cementu jemně mletý keramický střep až do množství 60 %. Získané parametry poskytují informace o trvanlivosti studovaných materiálů, které je možno využít při stanovení životnosti konstrukcí postavených z těchto typů betonů.

S rostoucím obsahem jemně mletého keramického střepu, který nahrazuje portlandský cement, rostla i schopnost transportu kapalné vlhkosti. Pozitivních výsledků dosáhly materiály s 10% a 20% náhradou portlandského cementu. Ostatní materiály by již z tohoto hlediska nevyhověly. Transport vzdušné vlhkosti byl u všech materiálů porovnatelný a mírně nižší než u materiálu referenčního. Dosažené výsledky jsou

v souladu s jejich rostoucí otevřenou pórovitostí. Sorpční a desorpční izotermy nevykazovaly velké rozdíly. Pozorovatelně nižších hodnot v desorpční oblasti dosahoval materiál s 60% náhradou portlandského cementu.

Všechny vzorky splnily požadavky na mrazuvzdornost s velmi vysokými koeficienty. Odolnosti proti působení vody společně s chemickými rozmrazovacími látkami vyhověl pouze materiál s 10% obsahem jemně mletého keramického střepu BC10. Materiály BC40 a BC60 nevyhověly v celém rozsahu. Z hlediska chemické odolnosti lze konstatovat, že přidání jemně mletého keramického střepu do 40 % náhrady cementu zvyšuje chemickou odolnost betonu. Zejména vysoká odolnost proti síranové korozi je značným přínosem.

Bylo prokázáno, že cihelný prach lze úspěšně využít jako doplňkový materiál cementu při výrobě vysokohodnotných betonů. Je však důležité dbát na určitá omezení, zejména na jeho množství použité v betonové směsi.

Článek vznikl za podpory projektu P104/10/0355 GA ČR.

Literatura

[1] Vejmelková, E. – Černý, R. – Ondráček, M. – Sedlmajer, M.: Reologické, mechanické a tepelné vlastnosti vysokohodnotného betonu s obsahem jemně mletého keramického střepu. Stavební obzor, **21**, 2012, č. 2, s. 46-48. ISSN 1805-2576 (Online)

[2] ČSN 72 7031 Měření součinitele difúze vodní páry stavebních materiálů metodou bez teplotního spádu.

[3] Kumaran, M. K.: Moisture Diffusivity of Building Materials from Water Absorption Measurements. IEA Annex 24 Report T3-CA-94/01, Ottawa 1994.

[4] ČSN 73 1322/Z1:1968 Stanovení mrazuvzdornosti betonu

[5] ČSN 731326/Z1:1984 Stanovení odolnosti povrchu cementového betonu proti působení vody a chemických rozmrazovacích látek

Účinek vysoké teploty na netradiční vláknobetony

Ing. Šárka PEŠKOVÁ, Ph.D.
prof. Ing. RNDr. Petr PROCHÁZKA, DrSc.
ČVUT v Praze – Fakulta stavební

Nestandardní zatížení podzemních staveb, např. v podobě náhlých změn teploty vlivem požárů, může konstrukci velmi poničit, a proto je velmi důležité vybrat správný stavební materiál pro realizaci stavby. Článek se zabývá rozložením teploty uvnitř betonové desky (zkušební krychle) a popisuje mechanické vlastnosti různých vláknobetonů a betonu pro možné využití v praxi. Při zatížení náhlou změnou teploty dochází vlivem přehřáté páry, která vzniká v pórech materiálu, k následnému poškození povrchu, a tím i ke snížení únosnosti konstrukce.

The Effect of High Temperature on Non-Traditional Fibre-Reinforced Concretes

Non-traditional loads of underground structures, such as sudden changes of temperature due to fires can destroy the structure and therefore it is very important to select appropriate materials for implementation. This study deals with the distribution of temperature inside the concrete slab (test cube) and describes the various mechanical properties of fibre and concrete for possible use in practice. The load caused by sudden changes of temperature leads to a superheated vapour formed in the pores and consequently to subsequent damage to the surface and thereby reduces the bearing capacity of the material.

Úvod

V článku jsou uvedeny výsledky široké škály experimentů, které budou použity ke zlepšení formulace vlastností materiálu a následného porovnání s numerickými výsledky. Pro vyztužení betonu byly použity různé kombinace vláken, jako jsou polypropylen/ocel a uhlík/ocel, a pro porovnání byl použit běžný beton. Všechny materiály se testovaly v rozmezí 20–1 000 °C.

Vzorky s normovými rozměry 7x7x7 cm^3 se zahřívaly na 150, 540, a 1 000 °C po dobu 2 h. Po vychladnutí byly podrobeny zatěžovací zkoušce s řízenou deformací. Teplotní zatížení bylo jednostranné, aby odpovídalo reálnému vlivu požáru; rozměr krychlí byl stanoven dle norem a finančních možností projektu.

Byly využity informace z chemicko-mechanických, numerických a experimentálních studií, v nichž byl použit beton s čedičovými vlákny [1]-[2]. Tlakové zkoušky na vysokopevnostním betonu byly realizovány v projektu [3]. Vliv vysokých teplot na tunelovou obezdívku byl numericky popsán v práci [4]. Další práce k ověření odolnosti vůči ohni byly uskutečněny v projektech popisujících chování běžných a netradičních stavebních materiálů [5]-[10].

Oblast použití

Mechanickou a chemickou analýzu betonů vyztužených různými kombinacemi vláken můžeme využít k popisu chování podzemních konstrukcí např. u tunelové obezdívky vystavené extrémně vysokým teplotám.

Výběr betonů vyztužených vlákny by měl být v praxi založen na znalostech a zkušenostech projektanta a pečlivé studii doporučeného a dosažitelného materiálu. Úspěch použití vláknobetonu spočívá v náležitém plánování a řízení včetně uplatnění znalostí a zkušeností uživatele.

Experiment

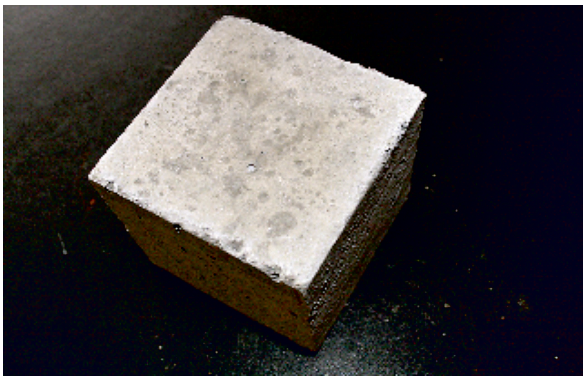
Na ČVUT v Praze bylo realizováno poměrně mnoho experimentů s kompozitními betony. Cílem článku je přiblížit jejich výsledky praxi v oblasti podzemních staveb, kde časově závislé změny teploty spolu s vlhkostí a pórovým tlakem jsou velmi závažné. Testy jsou rozděleny do dvou částí. V první se sleduje rozložení teploty jednostranně zahřívaného běžného betonu a vláknobetonů s různou kombinací vláken, jako je polypropylen/ocel a uhlík/ocel, od pokojové teploty do 1 000 °C. Pro experiment byly vytvořeny vzorky o rozměrech 7x7x7 cm^3, zahřívané na 150, 540 a 1 000 °C. Matrice těchto kompozitních materiálů je vytvořena z betonové směsi připravené z portlandského cementu a s čedičového kameniva zrnitosti 4–8 mm (*tab. 1*). Vláknobeton obsahuje vždy jednoprocentní kombinaci (s poměrem půl na půl) polypropyleno/ocelových vláken a uhlíko/ocelových vláken. Tyto tři druhy betonu jsou sledovány při teplotě 1 000 °C nepřetržitě po dobu 2 h.

Struktura vláknobetonu v kombinaci uhlík/ocel při pokojové teplotě je zřejmá z *obr. 1*. Stejný materiál při teplotách 140 °C a 540 °C, vystavený dvouhodinovému teplotnímu zatížení, popisuje *obr. 2* a *obr. 3*. Vzorky vláknobetonu s kombinací uhlík/ocel, polypropylen/ocel a běžný beton, vystavené extrémním teplotám 1 000 °C, jsou na *obr. 4* až *obr. 6*. Patrná je změna vnitřní struktury materiálů (praskli-

Tab. 1. Složení betonu a vláknobetonu C40/50

Složky		[kg]
cement	CI 42,5 R Radotín	560
písek	DTK 0–4 mm Hostín	800
basalt kamenivo	DTK 4–8 mm Hostín	820
plastifikátor	Chysofluid Optima 206	6
voda	–	180
uhlíková vlákna (první komponent)	TORAY, 1 um/15 mm	10
ocelová vlákna (druhý a třetí komponent)	HE 07/30 mm	10
polypropylenová vlákna (druhý komponent)	FIBREX PP, 0,45 um/4 mm	10

ny, změny vlastností materiálu, např. odlupování). Všechny vzorky z pokusů včetně termometrů jsou na *obr. 7*.



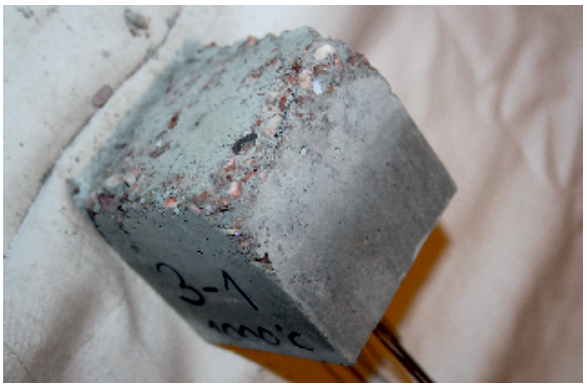
Obr. 1. Vláknobeton uhlík/ocel bez zatížení



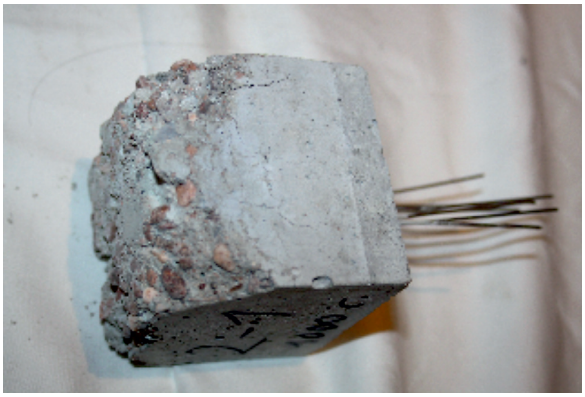
Obr. 2. Vláknobeton uhlík/ocel zatížený 140 °C



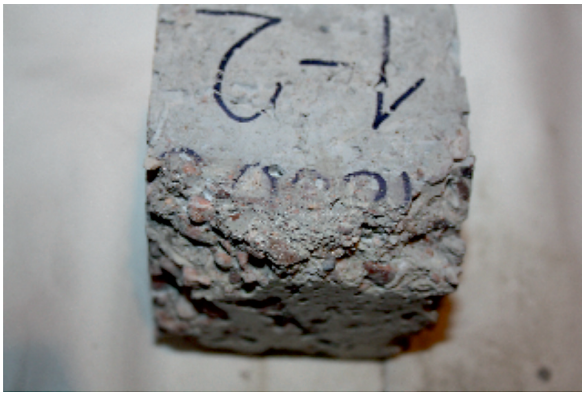
Obr. 3. Vláknobeton uhlík/ocel zatížený 540 °C



Obr. 4. Vláknobeton uhlík/ocel zatížený 1 000 °C



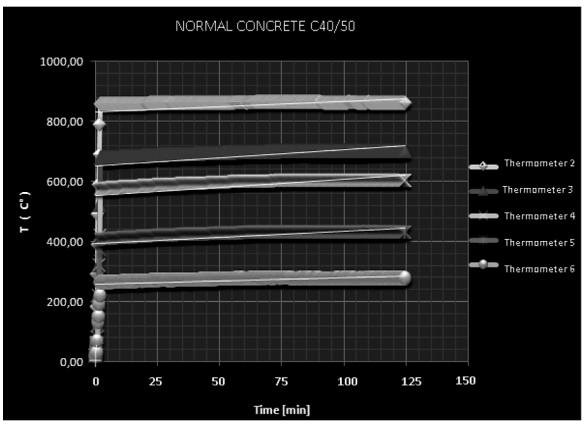
Obr. 5. Vláknobeton PP/ocel zatížený 1 000 °C



Obr. 6. Běžný beton zatížený 1 000 °C



Obr. 7. Vzorky včetně měřicích termočlánků



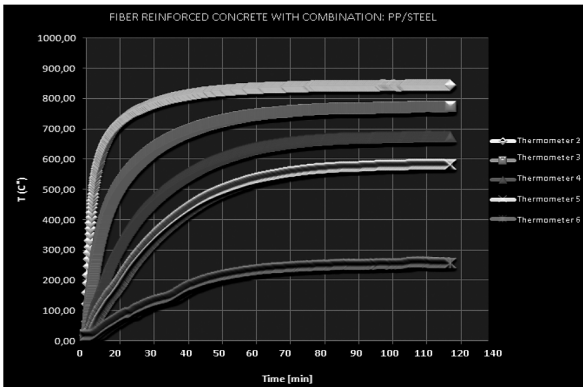
Obr. 8. Teplotní rozdělení uvnitř jednostranně zahřívaného betonu C40/50

Další tři obrázky popisují rozložení teploty uvnitř krychle vzorků v časovém měřítku. Teplota se měří termometry, směrem po 1 cm od vytápěné plochy. Z tohoto důvodu bylo použito 6 měřicích bodů na krychli o hraně 7 cm podélně ekvidistantně rozdělených. Rozložení teploty v zatíženém běžném betonu je zřejmé z *obr. 8*. Stejné teplotní zatížení bylo použito pro kombinace výztuže polypropylen/ocel a uhlík/ocel. Zatížení působí tak, že přibližně v prvních 5 minutách je dosaženo maximální teploty, dalších 115 minut se vzorek zahřívá. Rozdělení teploty vykazuje podobný průběh na *obr. 9* a *obr. 10*, u obou vláknobetonů je však patrné, že dosažení maximální teploty je daleko pozvolnější, a to v řádech až desítek minut.

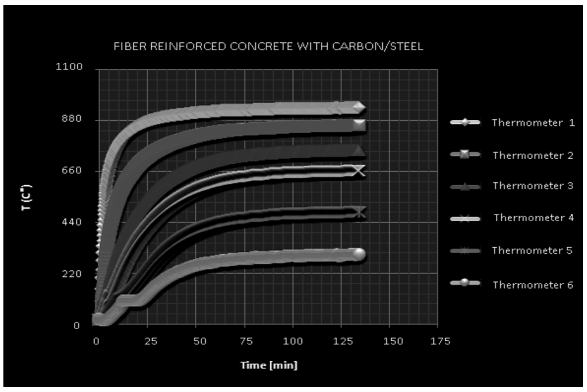
Různá doba dosažení maximální teploty může mít různý vliv na chemické a mechanické vlastnosti materiálů. Je důležité zmínit a vysvětlit tloušťku naměřených křivek, které jsou v jednotlivých grafech zobrazeny. Přístroj měří hodnoty každé 3 s, což by mohlo vést ke ztrátě informací vztažených k daným jednotkám grafu. To je důvod, proč jsou hodnoty agregované, ve skutečnosti získané od té doby ±15 s. Vybrané body jsou pak spojeny Bézierovými polynomy.

Dále je patrné, že u vláknobetonu v kombinaci uhlík/ocel bylo dosaženo výsledků ze všech šesti termometrů. V dalších dvou případech je první termometr vyřazen z měření pro drolení, výsledky jsou tedy zobrazeny pouze z 5 měření, a to u betonu a vláknobetonu v kombinaci polypropylen/ocel.

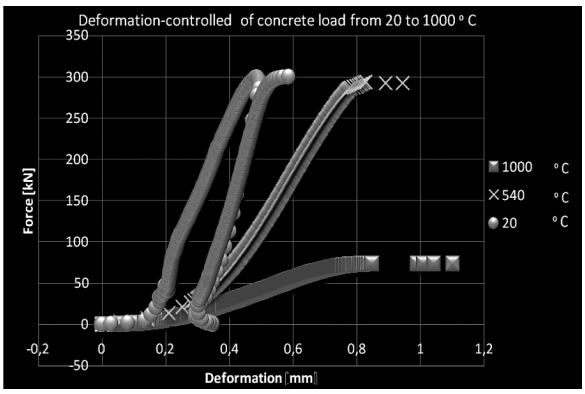
Ve druhé části experimentu byly provedeny zatěžovací zkoušky při řízené deformaci, a to na zmíněném betonu a vláknobetonu v kombinaci uhlík/ocel a polypropylen/ocel, kde se provádí aplikace na jednostranně zatížených vzorcích 20–1 000 ˚C po jejich vychladnutí. Výsledky jsou uvedeny na *obr. 11* až *obr. 13*. Bylo zjištěno, že běžný beton dosahuje velmi dobrých výsledků u deformace do 540 ˚C, při přiblížení 1 000 ˚C se mechanické vlastnosti zhoršují velmi rychle. Z *obr. 11* a *obr. 13* je zřejmé, že vláknobeton vykazuje lepší mechanické chování než běžný beton při dosažení maximální teploty.



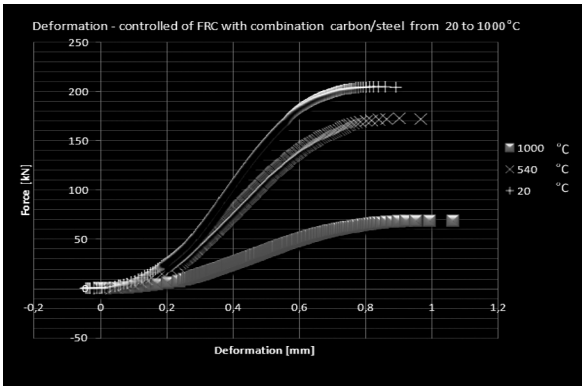
Obr. 9. Teplotní rozdělení uvnitř jednostranně zahřívaného vláknobetonu polypropylen/ocel



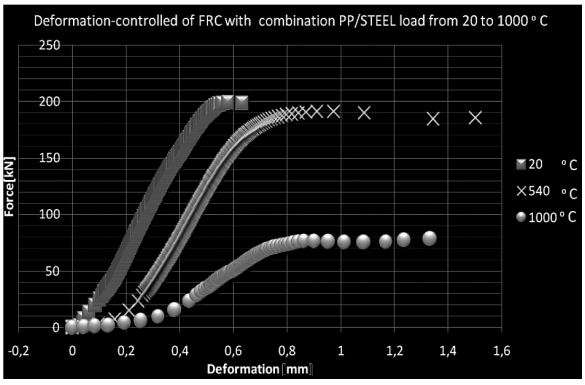
Obr. 10. Teplotní rozdělení uvnitř jednostranně zahřívaného vláknobetonu uhlík/ocel



Obr. 11. Kontrolovaná deformace teplotně zatíženého betonu při 20–1 000 ˚C



Obr. 12. Kontrolovaná deformace teplotně zatíženého vláknobetonu uhlík/ocel při 20–1 000 ˚C



Obr. 13. Kontrolovaná deformace teplotně zatíženého vláknobetonu polypropylen/ocel při 20–1 000 ˚C

Závěr

Cílem experimentů bylo shromáždit velké množství výsledků testů s vláknobetony a běžným betonem, použitelných pro podzemní stavby. Sledovaly se časově závislé změny teploty společně se změnami vlhkosti a pórového tlaku. V první části měření se zjišťovalo podélné rozložení teploty uvnitř krychle u jednostranného ohřívání povrchu od 1 cm do 7 cm její tloušťky. Tato simulace je nastavena obdobně jako v podmínkách reálného netradičního zatížení, jako je požár. Postup ohřevu musí být stejný, neboť se zkoumá vliv šíření teploty u normálního betonu a vláknobetonu s různý-

mi vlákny. Ve druhé části byly realizovány mechanické tlakové zkoušky na různě teplotně zatížených betonech a vláknobetonech, a to od pokojové teploty do 1 000 °C. Současně je možné určit chemické změny betonu a vláknobetonu. Získané výsledky mohou sloužit v teoretické i praktické oblasti k rozšíření znalostí o chování stavebního materiálu.

Vrátíme-li se k *obr. 8* až *obr. 10*, které znázorňují průběh teploty uvnitř krychle pro různé druhy vláknobetonů a betonu, bylo zjištěno, že v případě běžného betonu je velmi rychle dosaženo 1 000 °C, a to již během 5 minut. U vláknobetobů je prostup teploty pozvolnější, a to v řádech 10 minut.

U běžného betonu a vláknobetonu v kombinaci polypropylen/ocel bylo přerušeno měření prvního termometru ve vnější vrstvě 1 cm od povrchu, neboť se v důsledku vysoké teploty odtrhla. Vzorek v kombinaci uhlík/ocel zůstal i při vysoké teplotě vcelku, což můžeme vidět i na obrázcích vzorků po vychladnutí. Další tři obrázky jsou věnovány mechanickým zkouškám při kontrolované deformaci a byly opět aplikovány na všechny tři materiálové kombinace.

Křivky jsou v diagramech tlustší, neboť bylo provedeno měření po 3 s, a tudíž velké množství výsledků k danému měřítku vykazuje tento charakter křivek. Experiment byl proveden pro teploty 20, 540 a 1 000 °C. Zatímco u dvou prvních teplot běžný beton vykazuje velmi dobré výsledky, u maximální teplotní zátěže je jeho materiálová odolnost nejhorší. O něco lepší výsledky vykazují pro 1 000 °C obě kombinace vláknobetonů. Tyto výsledky však nejsou tak odlišné, aby se musely používat ekonomicky náročné kombinace vláken. Aby se však upřesnily možnosti vláknobetonů při vysokých teplotách, je třeba rozšířit tento malý experiment na širší škálu vzorků větších rozměrů. Zatím je patrné, že vzorky v kombinaci uhlík/ocel si jako jediné uchovaly neporušený tvar matrice při největším teplotním zatížení, a vykázaly tak i velmi dobré vlastnosti při mechanických zkouškách.

Bylo zjištěno, že testy jsou nezbytné pro teoretické formulace dané problematiky, což není zcela zřejmé z různých informačních zdrojů mezinárodní vědecké komunity. Z hlediska vlastností uvedených materiálů bylo shledáno, že jsou důležité různé kombinace vláken a také jejich objemový poměr ve směsi. Nesmí se však zapomínat na velikost vzorků, u nichž se mohou vlivem různých rozměrů objevovat odchylky v měření.

Článek vznikl za podpory projektu P104-10-1021 GA ČR.

Literatura

[1] Machovič, V. – Kolář, F. – Procházka, P. – Pešková, Š. – Kuklík, P.: Raman spectroscopy study of interfacial transition zone in cement composite reinforced by PP/PE and basalt fibres. Acta geodynamica et geomaterialia, 3(2) (2006), pp. 63-67.

[2] Procházka, P. – Pešková, Š.: Nanomechanics of Fiber Reinforced Concrete, Our World in Concrete and Structures. Singapore: CI Premier PTE, 2004, pp. 413-420. ISBN 981-05-0611-2

[3] Poon, C. S. – Shui, Z. H. – Lam, L.: Compressive behavior of fiber reinforced high-performance concrete subjected to elevated temperatures, Department of Civil and Structural Engineering, The Hong Kong Polytechnic University, Hung Hom, Kowloon, 2004.

[4] Peskova, S. – Prochazka, P.: Impact of high temperature against structures of tunnel linings. CTU Reports, 12, 1 (2008).

[5] Richter, E. – Hosser, D.: Baulicher Brandschutz bei Verkehrstunneln in offener Bauweise, Fire protection for tunnels. Beton Stahlbetonbau, 97(4) (2002), s. 178-184.

[6] Wageneder, J.: Traglastuntersuchungen unter Brandeinwirkungen, Ultimate-load investigations considering fire load. Bauingenieur, 77 (2002), pp. 184-192.

[7] Lau, A. – Anson, M.: Effect of high temperatures on high performance steel fiber reinforced concrete. Cement and Concrete Research, 36(9) (2006), pp. 1698-1707.

[8] Mouritz, A. P. – Mathys, Z. – Gardiner, C. P.: Thermomechanical modelling the fire properties of fiber–polymer composites. Composites Part B: Engineering, 35(6-8) (2004), pp. 467-474, Marine Composites.

[9] Mouritz, A. P. – Mathys, Z. – Gibbon, A. G.: Heat release of polymer composites in fire. Composites Part A: Applied Science and Manufacturing, 37(7) (2006), pp. 1040-1054. Special Issue on Fire Behaviour of Composites.

[10] Suhaendia, S. L. – Horiguchia, T.: Effect of short fibers on residual permeability and mechanical properties of hybrid fiber reinforced high strength concrete after heat exposition. Cement and Concrete Research, 36(9) (2006), pp. 1672-1678.

Vliv výplňového materiálu na tepelně izolační vlastnosti děrovaných cihel

Ing. Václav KOČÍ
Ing. Miloš JERMAN, Ph.D.
RNDr. Anton TRNÍK, Ph.D.
Ing. Jiří MADĚRA, Ph.D.
prof. Ing. Robert ČERNÝ, DrSc.
ČVUT v Praze – Fakulta stavební

Ke stanovení součinitele tepelné vodivosti děrovaných cihel s různými výplňovými materiály byla použita kombinovaná experimentálně-numerická metoda, která odstraňuje nedostatky samotného experimentálního měření. Součinitel tepelné vodivosti byl stanoven v rámci Bockova experimentu, který vychází z určení teplot a tepelných toků na protilehlých stranách vzorku.

The Effect of Infilling Material on Thermal Insulating Properties of Hollow Clay

For determining the coefficient of thermal conductivity of perforated bricks with various infilling materials, a combined experimental numerical method was applied. It eliminates the shortcomings of experimental measuring. The thermal conductivity coefficient was determined using the Bock experiment, which ensues from the determination of temperatures and heat fluxes on opposite sides of the sample.

1. Úvod

Pro návrh skladby obvodového pláště budov je podstatných několik aspektů. Kromě nosné schopnosti vystupuje v současné době do popředí také jeho tepelně izolační schopnost [1]-[2], podstatně ovlivňující výši provozních nákladů. Hlavní snahou při návrhu je tedy dosáhnout co největších energetických úspor v průběhu životnosti budovy. Průměrný podíl energie spotřebované na vytápění v Evropské unii je 57 %, liší se však dle lokality. V Polsku dosahuje až 70 % [3]-]4], naopak v jižní Evropě, např. v Řecku, činí pouze 40 %, avšak v této lokalitě naopak roste spotřeba energie vynaložené na klimatizaci budov (14,6 %) [5]. Je tedy zřejmé, že zlepšením tepelně izolačních vlastností obvodového pláště budov lze dosáhnout značných energetických úspor.

Zlepšení tepelně izolačních schopností obvodového pláště lze dosáhnout jednoduše použitím vrstvy tepelné izolace, přičemž nejtěžším rozhodnutím je volba izolačního materiálu, jehož tloušťka se následně snadno dopočítá podle tepelně technických norem. Avšak podíváme-li se na věc z pohledu vlhkostních vlastností či tepelně vlhkostního chování materiálů, můžeme zjistit, že celá záležitost není tak jednoduchá, jak by se na první pohled mohlo zdát [6]-[7]. Nevhodná materiálová skladba totiž může vést k nadměrné koncentraci vlhkosti uvnitř obvodového pláště a její následné kondenzaci. Jsou-li navíc tyto problémy spojeny s teplotními efekty, jako je např. mrznutí a tání vody v pórovém systému, může dojít velice brzy k porušení materiálu nebo přinejmenším ke snížení životnosti obvodového pláště.

Členské země EU se musí řídit směrnicí 2010/31/EU [8] o energetické náročnosti budov, známou pod zkratkou EPBD II (Energy Performance of Buildings Directive II), která musí být implementována do národních norem a předpisů všech členských států nejpozději do 9. července 2012. Tato směrnice mimo jiné zavádí povinnost výstavby budov s téměř nulovou spotřebou energie od roku 2021. Lze tedy předpokládat, že v budoucnu bude kladen obzvláště velký důraz na vynikající tepelně izolační schopnosti obvodového pláště, navíc bude zapotřebí využít i tepelnou setrvačnost, tedy teplo, které se v obvodových stěnách akumuluje [9]-[10]. Takovéto budovy se vyskytují již dnes v podobě pasivních či nízkoenergetických budov [11]-[14].

Současným trendem ve stavebním průmyslu je snaha vyvíjet nové nebo modifikovat běžné stavební materiály s nejlepšími tepelně izolačními schopnostmi pro dosažení nejvyšších energetických úspor. Vývoj se týká téměř všech skupin stavebních materiálů: tepelných izolací, omítek i nosných materiálů [15]-[16].

V nedávné době se na trhu objevily děrované cihly s dutinami vyplněnými různými tepelně izolačními materiály. Na první pohled by se mohlo zdát, že tato inovace nebude efektivní, jelikož hodnota součinitele tepelné vodivosti neproudícího vzduchu je nejmenší ze všech doposud známých materiálů, skutečnost však může být odlišná. Teplo se ve stavebních materiálech šíří třemi způsoby – jmenovitě konvekcí, kondukcí a radiací. Výsledná hodnota zobecněného součinitele tepelné vodivosti je pak dána součtem těchto dílčích hodnot. Při vyplnění dutin izolačním materiálem dojde ke značnému poklesu přenosu tepla radiací, což by ve výsledku mohlo vést ke zlepšení tepelně izolačních schopností celé cihly. Cílem článku je tedy porovnat tepelně izolační vlastnosti děrovaných cihel bez výplně a s výplní a určit, zda tato inovace ke zlepšení tepelně izolačních schopností vede.

2. Stanovení součinitele tepelné vodivosti

Součinitel tepelné vodivosti byl stanoven pomocí Bockova experimentu, při němž je zkušební vzorek umístěn mezi teplou a chladnou desku, jejichž teplota je udržována na konstantní hodnotě. Díky tomu vznikne po ustálení teplotní tok směřující vzorkem z teplé do studené desky. Je snímán několika senzory a je rozhodující pro stanovení výsledného součinitele tepelné vodivosti vzorku.

Poměrně spolehlivě se tímto přístrojem dají měřit materiály malé tloušťky, u rozměrnějších může nastat problém

jednak s dosažením stacionárního stavu, jednak s úniky tepla. Testované cihly mají čtvercovou podstavu o délce hrany 250 mm a ta přesně kopíruje rozměry desek Bockova přístroje. Tloušťka cihly je 500 mm. To může představovat několik závažných, avšak řešitelných problémů. Nevýhoda tohoto experimentu spočívá v tom, že část tepelného toku z horní ohřívací desky odchází boční stěnou cihly přes izolaci do okolí, naopak tok na spodní chladicí desce je zvětšen o teplo, které prošlo z okolí přes izolaci spodní částí bočních stěn. Naměřené tepelné toky tedy neodpovídají skutečné hodnotě tepelného toku, která vzorkem prochází.

Aby byly tepelné ztráty co nejnižší, byly cihly izolovány vrstvou polystyrenu tlustou 100 mm. Ten byl vložen i do drážek cihly (*obr. 1* až *obr. 3*). Sondy pro snímání tepelného toku byly umístěny na obou deskách přístroje a na vnější straně tepelné izolace ve výšce 440 mm. Změřený tok na vnější straně izolace později slouží ke stanovení množství ztrát a k určení součinitele přestupu tepla. Doba měření závisí na dosažení ustáleného stavu, k čemuž dochází zpravidla v rozmezí 3 až 4 dnů. Po ustálení byly měřené hodnoty zaznamenány a použity v dalších fázích experimentu, tj. při stanovení součinitele tepelné vodivosti a následné numerické analýze.



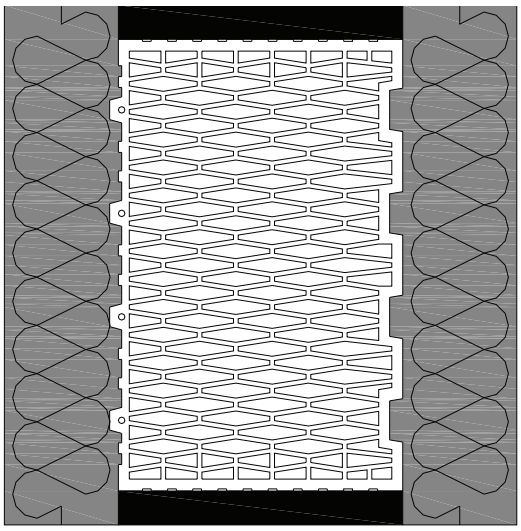
Obr. 1. Částečná izolace vzorku



Obr. 2. Přístroj se vzorkem před izolováním



Obr. 3. Přístroj se vzorkem po izolování



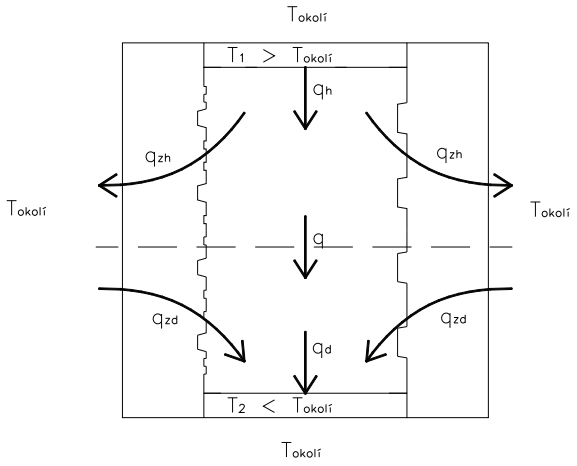
Obr. 4. Schéma přístroje se zkoušeným vzorkem

Zkoumány byly dva vzorky, jmenovitě děrovaná cihla s dutinami vyplněnými polystyrenem a děrovaná cihla s dutinami vyplněnými hydrofilní minerální vlnou. Schéma Bockova přístroje je na *obr. 4*. Černou barvou jsou znázorněny ohřevná a chladicí deska, šedou barvou tepelná izolace a bílou barvou vzorek děrované cihly.

3. Numerická analýza

3.1 Princip

Jelikož experimentální data získaná při měření Bockovou metodou nezohledňují tepelné ztráty, je výsledný tepelný tok značně ovlivněn. K vyčíslení tepelných ztrát proto byla použita numerická analýza a naměřené tepelné toky byly následně korigovány. Schéma tepelných toků a ztrát je znázorněno na *obr. 5*, kde T_1 a T_2 jsou teploty horní, resp. dolní desky [˚C], q_h a q_d jsou hustoty tepelných toků naměřených na horní a dolní ohřevné/chladicí desce [W/m²] a q_{zh} a q_{zd} jsou tepelné ztráty horní a dolní částí vzorku [W/m²].



Obr. 5. Schéma tepelných toků a ztrát při experimentu

Vodorovná čerchovaná čára na *obr. 5* značí hranici mezi kladným a záporným tepelným tokem z okolí. Poloha této hranice závisí na teplotě okolí a průměrné teplotě horní a dolní desky. Při předpokládaném vytvoření lineárního teplotního spádu se nachází v místě, kde je teplota vzorku shodná s teplotou okolí. Je-li horní deska ohřevná (teplejší než okolí), bude ze vzorku nad touto hranicí teplo odcházet, naopak dolní část vzorku bude od okolí teplo přijímat.

V případě, že bychom uvažovali ideální případ, tzn. tloušťka izolace by se blížila nekonečnu, platil by vztah

$$q_h = q_d = q \,. \tag{1}$$

V tom případě by pak numerická analýza experimentu byla zbytečná a výsledný součinitel tepelné vodivosti systému by se jednoduše určil ze vztahu

$$\lambda = q_h \frac{dx}{dT} = q_d \frac{dx}{dT} = q \frac{dx}{dT}, \tag{2}$$

kde λ je součinitel tepelné vodivosti vzorku [W/mK], d_x je tloušťka vzorku [m], dT je teplotní rozdíl ohřevné a chladicí desky [K], q_h a q_d jsou absolutní hodnoty hustoty tepelných toků [W/m²].

V reálném případě po dosažení ustáleného stavu neplatí vztah (2) a skutečnou hustotu tepelného toku q je zapotřebí určit ze vztahu

$$q_A = q_h A - q_{zh} A_{zh} = q_d A - q_{zd} A_{zd} \,, \tag{3}$$

který vychází z rovnováhy dvou pomyslně oddělených částí systému na *obr. 5*, kde A je plocha ohřevné/chladicí desky shodná s průřezovou plochou vzorku [m²] a A_i je plocha odpovídající dílčím ztrátám [m²]. Hustotu tepelného toku vzorkem pak lze snadno stanovit jako

$$q = \frac{q_h A - q_{zh} A_{zh}}{A} = \frac{q_d A - q_{zd} A_{zd}}{A} \,. \tag{4}$$

3.2 Metoda

Teplotní pole analyzovaného systému bylo stanoveno na základě experimentálně získaných hodnot teplot a hustot tepelných toků, uvedených v odd. 2, a bylo stanoveno ze stacionárního vedení tepla ve dvou dimenzích, jehož řešení vede ke vzniku diferenciální rovnice (5), která byla řešena metodou konečných prvků pomocí programu SIFEL [17],

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(\lambda \frac{\partial T}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(\lambda \frac{\partial T}{\partial y}\right) = 0 \,. \tag{5}$$

Cílem numerické analýzy je tedy stanovení množství dílčích ztrát (q_{zh}, q_{zd}), o které jsou následně korigovány naměřené hodnoty toků q_h a q_d a je tak určena skutečná hodnota tepelného toku vzorkem q, z níž je ve výsledku určena dle vztahu (2) efektivní hodnota součinitele tepelné vodivosti.

Hustota tepelného toku ztrát se určí ze vztahu

$$q_z = \alpha \, (T_{\text{okolí}} - T_{\text{pláště}}) \,, \tag{6}$$

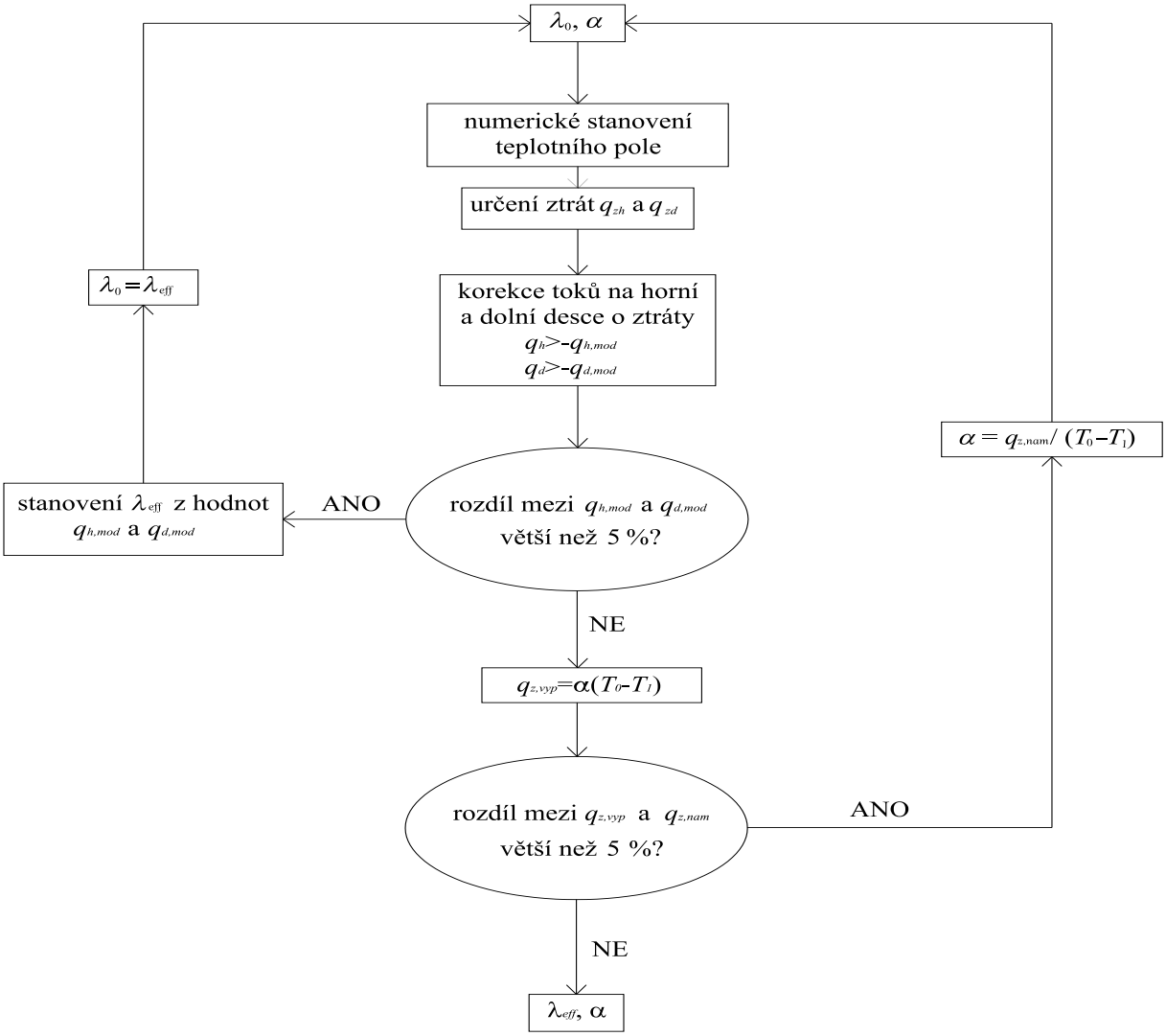
kde α je součinitel přestupu tepla [W/m²K], $T_{\text{okolí}}$ byla během experimentu zaznamenána a $T_{\text{pláště}}$ je určena numerickou analýzou. Hodnota tepelného toku q_z byla ve vybraných bodech měřena (viz odd. 2) a slouží k ověření přesnosti výpočtů a následně ke stanovení součinitele přestupu tepla α. Po stanovení součinitele přestupu tepla α již není problém vyčíslit ztráty v kterémkoli bodě systému.

Ke stanovení efektivního součinitele tepelné vodivosti se poté dojde postupnou iterací při pevně stanoveném součiniteli přestupu tepla α, kdy se při výpočtu teplotního pole použije výchozí hodnota λ_0, která se koriguje o ztráty na hodnotu λ_{eff}. Ta poté vstupuje do opětovného výpočtu teplotního pole jako λ_1 a stanoví se nová hodnota λ_{eff}, která je opět upravena o ztráty. Tento cyklus se opakuje do doby, než je rozdíl mezi upravenou hustotou tepelného toku na horní a dolní desce menší než 5 %. Poté se provede ověřovací výpočet součinitele přestupu tepla, kdy musí vypočtená a naměřená hustota tepelného toku souhlasit. V případě, že se tak nestane, stanoví se nová hodnota součinitele přestupu tepla a celý cyklus se opakuje. Výsledkem je stanovení efektivního součinitele tepelné vodivosti při daném součiniteli přestupu tepla. Vývojový diagram výpočtů je na *obr. 6*.

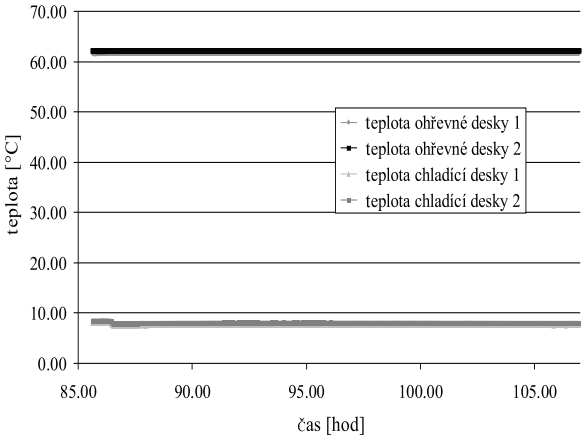
4. Výsledky

Jak již bylo zmíněno, během experimentálního měření byla po dosažení ustáleného stavu zaznamenána teplota horní a dolní desky, dále hustota tepelného toku na horní a dolní desce a také hustota tepelného toku na vnější straně tepelné izolace. Všechna tato data byla sbírána pro dva různé experimenty. Jelikož jsou výsledky vždy principiálně stejné, jsou graficky prezentovány pouze výsledky experimentu s děrovanou cihlou s výplní z polystyrenu, ostatní je pak shrnuto v *tab. 1*.

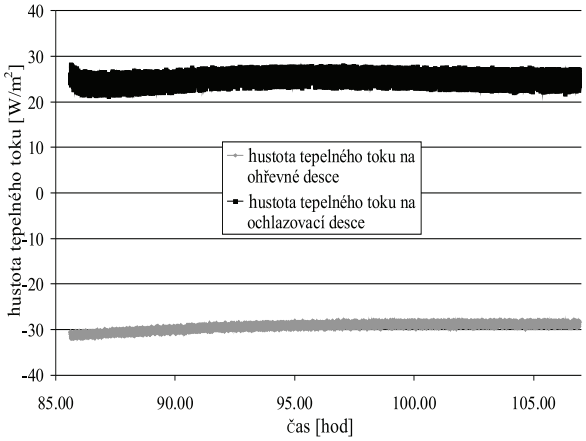
Teplota ohřevné a chladicí desky, zaznamenaná po dosažení ustáleného stavu, je zachycena na *obr. 7*. Jak je z grafu zřejmé, horní ohřevná deska měla konstantní teplotu okolo 62 ˚C, dolní chladicí deska okolo 8 ˚C.



Obr. 6. Vývojový diagram výpočetního postupu



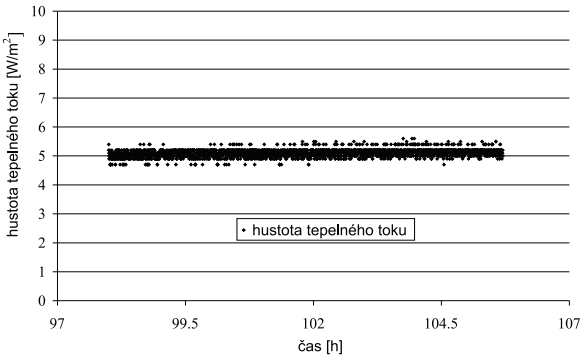
Obr. 7. Teplota ohřevné/chladicí desky při experimentu s děrovanou cihlou s výplní z polystyrenu



Obr. 8. Hustota tepelných toků na ohřevné/chladicí desce při experimentu s děrovanou cihlou s výplní z polystyrenu

Hustota tepelných toků na ohřevné a chladicí desce je znázorněna na *obr. 8*. Po dosažení ustáleného stavu se hustota tepelného toku ohřevné desky pohybovala okolo 28–30 W/m^2, na ochlazovací desce mezi 24–28 W/m^2.

Na *obrázku 9* je znázorněna hustota tepelného toku na vnější straně izolačního pláště. Z grafu je zřejmé, že průměrná hodnota se pohybovala okolo 5 W/m^2. Takto naměřená data byla použita jako výchozí hodnoty pro numerickou analýzu, jež byla podrobně popsána.



Obr. 9. Hustota tepelného toku na vnější straně obvodového pláště s cihlou s prázdnými dutinami

Tab. 1. Shrnutí experimentálních dat

Výplň	Průměrná teplota [°C]		Průměrná hustota tepelného toku [W/m²]			Průměrná teplota okolí [°C]
	desky ohřevné	desky chladicí	na desce ohřevné	na desce chladicí	na vnější straně izolačního pláště	
polystyren	61,95	7,81	–28,854	25,625	5,09	32,8
minerální vlna	59,75	13,85	–26,96	17,09	7,02	30,4

Efektivní hodnota součinitele tepelné vodivosti děrované cihly s dutinami vyplněnými polystyrenem byla stanovena na λ_{eff} = 0,084 W/mK. Při posledním iteračním kroku se hustota tepelných toků na ohřevné a chladicí desce, korigovaná o ztráty, lišila o 4,31 %. Tento efektivní součinitel byl stanoven při součiniteli přestupu tepla α = 7,51 W/m²K.

Numerická analýza experimentálních dat získaných při měření děrované cihly s dutinami vyplněnými minerální vlnou vedla ke stanovení efektivního součinitele λ_{eff} = 0,076 W/mK. Při posledním iteračním kroku se hustota tepelných toků na ohřevné a chladicí desce, korigovaná o ztráty, lišila o 2,38 %. Součinitel přestupu tepla byl stanoven na 7,12 W/m²K.

5. Diskuze

Z výsledků numerické analýzy je zřejmé, že výplň dutin děrované cihly má podstatný vliv na její celkovou tepelnou vodivost. Ačkoli jsou data získaná Bockovou metodou při měření velkých vzorků relativně zkreslená, lze v rámci numerické analýzy opravit a přesněji tak určit výsledek. Toho lze dosáhnout přesným vyčíslením ztrátových toků, o které se následně sníží toky naměřené na deskách, které vstupují do výpočtu součinitele tepelné vodivosti. Porovnáním naměřeného a upraveného toku lze navíc stanovit procentní podíl ztrát měření, a udělat si tak lepší představu o účinnosti experimentu.

V případě děrované cihly s dutinami vyplněnými polystyrenem byl průměrný tok naměřený na deskách 27,240 W/m², zatímco vypočtený tok upravený o ztráty 9,144 W/m². Ztráty tedy činily 66,43 %. V případě děrované cihly s dutinami vyplněnými minerální vlnou činily ztráty při měření 68,26 %, jelikož naměřený tok měl hodnotu 22,025 W/m² a vypočtený 6,99 W/m². Ztráty jsou přímo závislé na tepelně izolační schopnosti zkoumaného vzorku, tzn. čím menší má tepelnou vodivost, tím vyšší jsou ztráty do okolí. Dalším faktorem ovlivňujícím ztráty je také teplota prostředí a kvalita uspořádání experimentu, zejména pak dostatečné izolování vzorku.

Porovnáme-li výsledky součinitele tepelné vodivosti, zjistíme, že vliv radiace na celkový součinitel je nezanedbatelný. Ačkoli mají oba výplňové materiály přibližně srovnatelné tepelně izolační vlastnosti, vyplněním dutin dojde v závislosti na struktuře materiálů k rozdílnému snížení součinitele tepelné vodivosti na 0,084, resp. 0,076 W/mK. To je způsobeno zejména odlišným charakterem pórového prostoru, který vede k rozdílné velikosti radiační složky přenosu tepla. Ta je závislá na rozdílu čtvrtých mocnin teplot protilehlých stěn podílejících se na radiaci a na jejich vzdálenosti. Dojde-li k vyplnění dutin cihly, může docházet k radiaci pouze v pórovém prostoru materiálu. V tomto případě jsou však vzdálenosti stěn pórů minimální a také rozdíly teplot jsou velmi malé, proto je výsledný vliv radiace minimální, avšak měřitelný.

Pro přesný výpočet bylo nutné stanovit rovněž součinitel přestupu tepla mezi polystyrenem, jako izolačním materiálem, a okolím. Dle výsledků experimentu nabývá tento součinitel hodnoty mezi 7,12 a 7,51 W/m². Ta však velice závisí na teplotě okolí i samotného materiálu. Dále je ovlivněna prouděním vzduchu v okolí, např. od pohybu osob. To by vysvětlovalo i rozdílné hodnoty určené v rámci jednotlivých měření. Pro porovnání je hodnota součinitele přestupu tepla pro svislé stěny v interiéru dle současně platné normy [18] rovna 7,7 W/m² (1/0,13 W/m²).

6. Závěr

Závěrem lze konstatovat, že současný vývoj tepelně izolačních vlastností cihlových výrobků se ubírá správným směrem, jelikož plnění dutin cihel vede ke zlepšení tepelně izolačních vlastností v závislosti na výplňovém materiálu. Z porovnávaných materiálů vychází lépe minerální vlna před polystyrenem, jelikož součinitel tepelné vodivosti činí 0,076 W/mK místo 0,084 W/mK.

Experimenty byly provedeny na Bockově přístroji pro stanovení součinitele tepelné vodivosti, jež vychází z naměřených hodnot hustoty tepelných toků a teploty ohřevné a chladicí desky a z rozměru vzorku. Jak již bylo zmíněno, při měření velkých vzorků dochází ke značným tepelným ztrátám, a proto jsou zjištěná data velmi zkreslená. Aby mohla být dále použita, je třeba je zpřesnit. Toho bylo dosaženo numerickou analýzou, v níž byly vyčísleny tepelné ztráty a o ně poté redukovány naměřené toky. Byl tak stanoven skutečný tepelný tok vzorkem, na jehož základě pak mohl být stanoven součinitel tepelné vodivosti. Další vývoj, směřující ke snížení součinitele tepelné vodivosti, by se měl zaměřit na nalezení nejlepšího výplňového materiálu, popř. na geometrii dutin.

Pro ověření vypočtených hodnot součinitele tepelné vodivosti bude třeba provést reálný experiment a jeho výsledky porovnat s výpočetní simulací. V případě správných vstupních dat, mj. tedy také součinitele tepelné vodivosti, by se měly vypočtené i naměřené hodnoty shodovat. Jako porovnávací veličina může sloužit např. teplota v různých bodech konstrukce. Podobný experiment probíhá v současné době např. na Stavebné fakultě Žilinské univerzity.

Článek vznikl za podpory projektu MPO ČR FR-TI2/007.

Literatura

[1] Anastaselos, D. – Giama, E. – Papadopoulos, A. M.: An assessment tool for the energy, economic and environmental evaluation of thermal insulation solutions. Energy and Buildings 41 (2009) 1165-1171.

[2] Anastaselos, D. – Oxizidis, S. – Papadopoulos, A. M.: Energy, environmental and economic optimization of thermal insulation solutions by means of an integrated decision support system. Energy and Buildings 43 (2011) 686-694.

[3] Chwieduk, D.: Towards sustainable-energy buildings. Applied Energy 76 (1-3) (2003) 211-217.

[4] EuroACE: Towards Energy Efficient Buildings in Europe. Final report June (ec.europa.eu), 2004.

[5] Balaras, C. A. – Droutsa, K. – Argiriou, A. A. – Asimakopoulos, D. N.: Potential for energy conservation in apartment buildings. Energy & Buildings 31 (2) (2000) 143-154.

[6] Černý, R. – Kočí, V. – Maděra, J. – Výborný, J.: Tepelně vlhkostní poměry obvodových plášťů budov na bázi pórobetonu. Stavební obzor **18** (7) (2009) 198-203.

[7] Kočí, V. – Maděra, J. – Černý, R.: Vliv okolních podmínek na životnost betonových konstrukcí s tepelnou izolací. Stavební obzor **20** (6) (2011) 167-171.

[8] European Union, Directive 2010/31/EC of the European Parliament and of the Council of 19 May 2010 on the energy performance of buildings, Official Journal of the European Communities (June 2010).

[9] Aste, N. – Angelotti, A. – Buzzetti, M.: The influence of the external walls thermal inertia on the energy performance of well insulated buildings. Energy and Buildings 41 (11) (2009) 1181-1187.

[10] di Perna, C. – Stazi, F. – Ursini Casalena, A. – d'Orazio, M.: Influence of the internal inertia of the building envelope on summertime comfort in buildings with high internal heat loads. Energy and Buildings 43 (1) (2011) 200-206.

[11] Eicker, U.: Cooling strategies, summer comfort and energy performance of a rehabilited passive standard office building. Applied Energy 87 (6) (2010) 2031-2039.

[12] Rabah, K.: Development of energy-efficient passive solar building design in Nicosia Cypru. Renewable Energy 30 (6) (2005) 937-956.

[13] Badescu, V. – Laaser, N. – Crutescu, R. – Crutescu, M. – Dobrovicescu, A. – Tsatsaronis, G.: Modeling, validation and time-dependent simulation of the first large passive building in Romania. Renewable Energy 36 (1) (2011) 142-157.

[14] Chandel, S. S. – Aggarwal, R. K.: Performance evaluation of passive solar building in Western Himalayas. Renewable Energy 33 (10) (2008) 2166-2173.

[15] Jerman, M. – Výborný, J. – Černý, R.: Tepelné a vlhkostní transportní charakteristiky nových pórobetonových výrobků. Stavební obzor **20** (1) (2011) 7-11.

[16] Tydlitát, V. – Tesárek, P. – Kunca, A. – Černý, R. – Rovnaníková, P.: Vliv mletého cihelného střepu jako pucolánové příměsi na vlastnosti vápenné omítky. Stavební obzor **14** (8) (2005) 244-248.

[17] Kruis, J. – Koudelka, T. – Krejčí, T.: Efficient computer implementation of coupled hydro-thermo-mechanical analysis. Mathematics and Computers in Simulation 80 (2010) 1578-1588.

[18] CSN 73 0540-2 Thermal protection of buildings – part 3: Design value quantities. Czech Office for Standards, Metrology and Testing, 2005.

Vliv návštěvnosti na vnitřní klima ve znojemské rotundě

Ing. Ondřej HNILICA
Ing. Josef PLÁŠEK
VUT v Brně – Fakulta stavební

Článek přibližuje prostředí románské rotundy ve Znojmě, v níž se nachází historicky cenná fresková výzdoba. Podle výsledků měření je řízena návštěvnost objektu.

The Effect of Visitors' Numbers on the Interior Climate in the Znojmo Rotunda

The article deals with the structure of a Romanesque rotunda in Znojmo, which accommodates an interior fresco decoration, which is historically very valuable. There are still many years of non-published measurements by which visitors inside the structure have been controlled.

Úvod

Na území České republiky se nachází mnoho historických památek, jež jsou dokladem naší minulosti. Z nejstarších dochovaných objektů je to bezesporu románská rotunda sv. Kateřiny ve Znojmě (*obr. 1*). Její hodnota spočívá především v autentičnosti. Stavba vznikla pravděpodobně již v 11. století, vnitřní fresková výzdoba je obvykle datována do druhé poloviny 12. století. Právě ona vnitřní výzdoba rotundy je jedinečná ikonografickým cyklem, jenž ukazuje na značné sebevědomí tehdejších elit a její reprezentace v celkovém ideologicko-politickém kontextu. Tento soubor je mimořádný nejen pro naše dějiny, ale i pro celý region střední Evropy.



Obr. 1. Románská rotunda ve Znojmě

Fresková výzdoba

Nejcennější součástí objektu je freska typu fresco-secco s odstíny přírodních barev rozpouštěných ve vápenném mléce či vodě a nanášených na polosuchou, resp. osvěženou omítku. Donátory stavby a výmalby byli Konrád II. Znojemský a jeho manželka Marie Srbská. Malby jsou datovány podle rytého nápisu, který byl v objektu odkryt, do roku 1134. Apsida je nejdůležitější částí sakrálního prostoru, jenž je zdoben na konše, kde je torzo zobrazení Krista-Pantokratora (světovládce) a pod ním dvanáct apoštolů v arkádách.

Největší část románské rotundy tvoří vlastní loď, v níž je možné výmalbu rozdělit do horizontálních pásů:

- první a nejnižší zóna je pásem malované drapérie;
- druhá zobrazuje Kristologicko-Mariánský cyklus, jako je např. Zvěstování, Narození Páně či Útěk do Egypta;
- třetí vyobrazuje slavný Přemyslovský cyklus, tak důvěrně známý z literatury, především scéna povolání Přemysla Oráče od pluhu, jenž líčí legendu geneze Přemyslovského rodu podle Kosmovy kroniky;
- čtvrtá zobrazuje devatenáct Přemyslovských vládců – ukazuje na vazby českých a moravských Přemyslovců, jejich mocenské ambice stejně jako jejich značné sebevědomí;
- pátá zobrazuje Ducha svatého v podobě holubice ve vrcholu kupole, obklopené evangelisty a cherubíny [1].

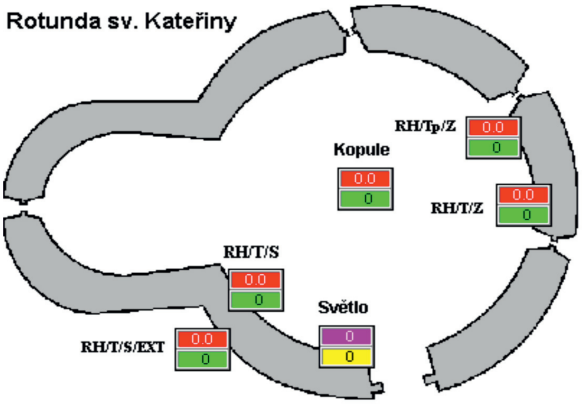
V malbách byly rozeznány podle rukopisu dva malířští mistři, přestože se z řady restaurátorských zásahů dochovaly jen relikty a torza. V některých případech dokonce ani nelze přesně určit, co je originál a co přemalba. Povinností dnešní generace je výzdobu zachovat pro následující generace v co nejlepším stavu. Sledování a optimalizace vnitřního klimatu v rotundě je tedy jedním z nejdůležitějších úkolů památkové péče pro zachování autentičnosti freskové výzdoby.

Mikroklimatické měření

Měření bylo zahájeno v září roku 1996, kdy ve Znojmě probíhala vědecká konference [2]. Na základě odborných stanovisek bylo zpracováno vyjádření technologické laboratoře Státního ústavu památkové péče a byl stanoven provizorní návštěvnický režim [3] pro období květen až říjen roku 1998.

Provizorní návštěvnický režim

Kritéria byla specifikována tak, že objekt smí navštívit maximálně deset osob během jedné hodiny, a to po dobu maximálně 15 minut. Dále má být v objektu udržována relativní vlhkost 55±10 %. V případě náhlých klimatických změn má být věnována pozornost rychlým změnám teploty do 5 K a relativní vlhkosti maximálně o 10 %. Požadavkem bylo zastavit přístup návštěv za nepříznivých klimatických podmínek a důsledně zavírat dveře, zvláště za deštivých dnů. V neposlední řadě byla dána doporučení ke stavebním úpravám střešní konstrukce a přilehlého terénu.



Obr. 2. Půdorysné schéma rozmístění tepelně-vlhkostních čidel

Rok po zavedení provizorního návštěvnického režimu [2] bylo shledáno, že je vyhovující, a proto se používá jako stálý a závazný. Objekt rotundy je tedy pro veřejnost přístupný v režimu závisejícím na aktuálním stavu jejího mikroklimatu.

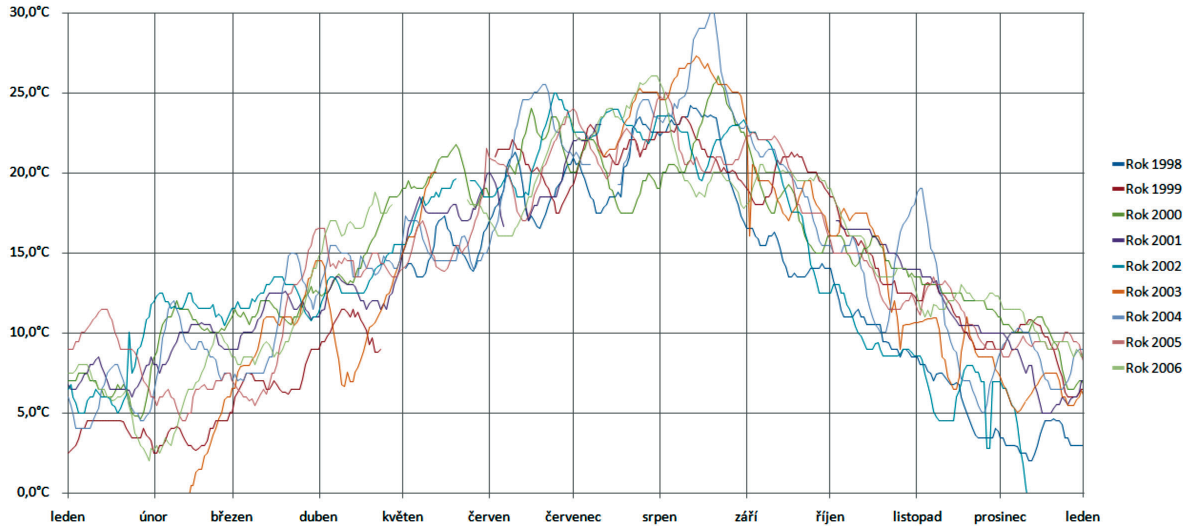
Měření dat v interiéru

Od roku 1998 probíhá kontinuální měření tepelně-vlhkostními čidly Hanwell. Mikroklimatická data pro jednotlivá období byla získána v digitální podobě a využitím vlastní softwarové aplikace zpracována v číselné hodnoty, s nimiž bylo dále numericky pracováno. Oba soubory dat byly získány z čidla umístěného v kopuli rotundy (*obr. 2*). Data za období 1998–2006 (s menšími výpadky měření) jsou v *obr. 3* a *obr. 4*.

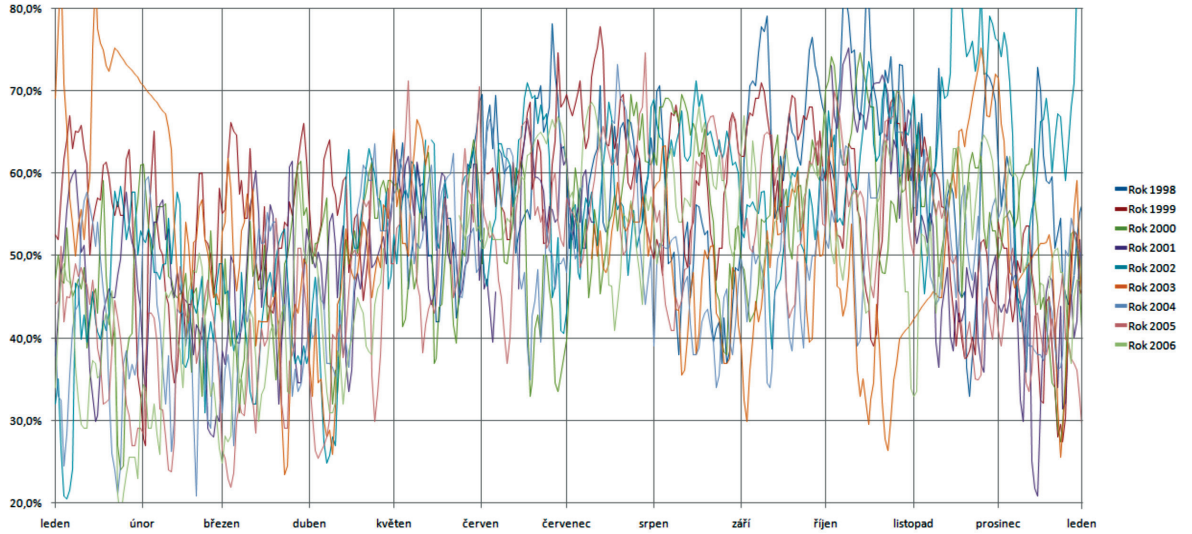
Průběh obou mikroklimatických veličin byl pro další použití [4], [5] matematicky aproximován cyklickou goniometrickou funkcí sinus, která umožnila vystihnout tepelně-vlhkostní chování mikroklimatu rotundy během průměrného roku, byť s jistou mírou pravděpodobnosti.

$$t_i = 14 + 9 \cdot \sin\left(\frac{D + 247}{366} \cdot 2\pi\right), \tag{1}$$

$$RH_i = 51{,}7 + 7 \cdot \sin\left(\frac{D + 210}{366} \cdot 2\pi\right), \tag{2}$$



Obr. 3. Průběh vnitřní teploty vzduchu v kopuli rotundy



Obr. 4. Průběh vnitřní relativní vlhkosti vzduchu v kopuli rotundy

kde t_i [°C] je teplota vzduchu v interiéru rotundy v den D, RH_i je relativní vlhkost vzduchu v interiéru v den D [%] a D pořadové číslo dne v roce 1 (pro 1. leden) až 366 (pro 31. prosinec).

Tab. 1. Přesnost vztahu pro teplotu vzduchu

Přesnost vztahu (1) pro teplotu vzduchu [°C]	Pravděpodobnost výskytu [%]
± 1	47
± 2	81
± 3	98

Tab. 2. Přesnost vztahu pro relativní vlhkost

Přesnost vztahu (2) pro vlhkost [%]	Pravděpodobnost výskytu [%]
± 3	50
± 6	83
± 9	97

Optimální období pro návštěvu

Diagnostický systém měření sleduje relativní vlhkost vzduchu v interiéru a v případě nepříznivých mikroklimatických podmínek rotundu znepřístupní. Z dlouhodobého měření můžeme stanovit optimální období v roce, kdy je vlhkost venkovního vzduchu významně nižší než vlhkost vzduchu v rotundě (*obr. 5*). Tudíž vlhkost přinesená návštěvníky do rotundy je snadno „vyvětratelná".

V období mezi dubnem a červnem je měrná vlhkost venkovního vzduchu výrazně nižší než vlhkost vzduchu v interiéru rotundy. To má za následek „vysychání" objektu a je největší pravděpodobnost jejího zpřístupnění. Problém je ovšem mnohem složitější, protože vlhkost vzduchu uvnitř se mění nejen v průběhu roku, ale také během dne v závislosti na teplotě vzduchu, sluneční radiaci, rychlosti větru, a především v závislosti na dešťových srážkách.

Závěr

Měření interního klimatu v rotundě je vhodné zejména pro sledování rosného bodu ve vzduchu a omezení kondenzace vodní páry na povrchu freskové výzdoby, byť za cenu omezené návštěvnosti památky. Potvrzuje pokyny závazného provozního řádu o omezení prohlídky za deštivého počasí (při zvýšené vlhkosti) a nutnosti vysušení podlahy při úklidu. Ze získaných dat lze pro návštěvníka vyvodit závěr, že rotunda bude s největší pravděpodobností zpřístupněna v období dubna až června, a naopak návštěvnost omezena v podzimích měsících.

Článek vznikl za podpory specfického výzkumu FAST VUT v Brně pro rok 2010.

Literatura

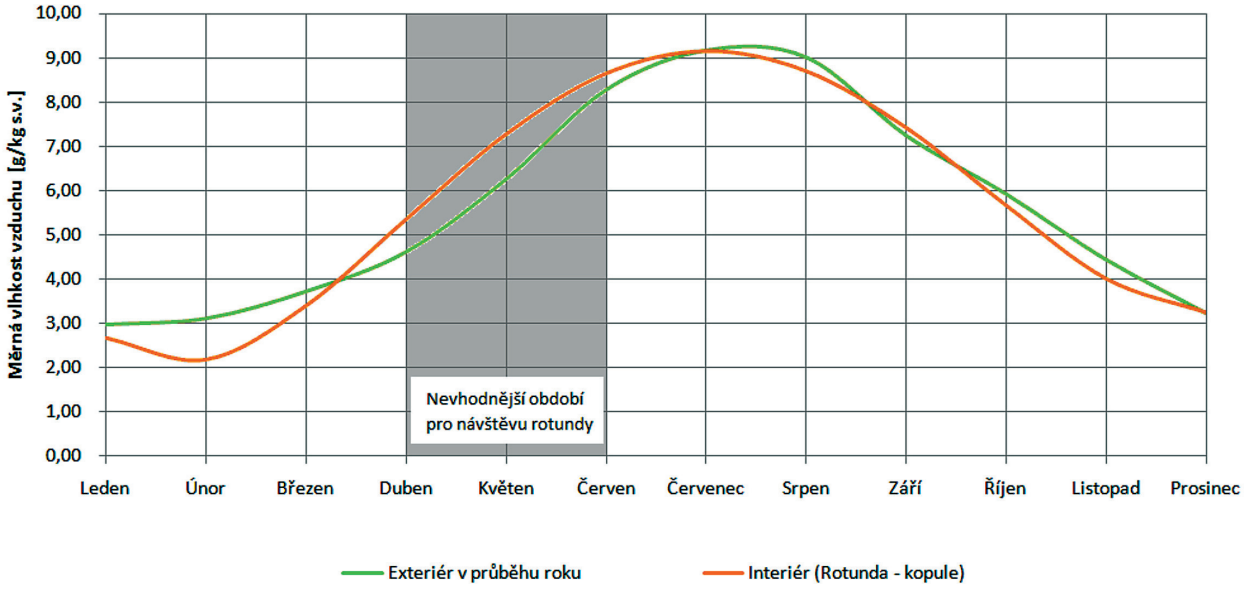
[1] Konečný, L. J.: Románská rotunda ve Znojmě. Brno, 2006. ISBN 80-729417-1-2

[2] Ciprian, P. a kol.: Znojemská rotunda ve světle vědeckého poznání. [Sborník], vědecká konference, Znojmo, Jihomoravské muzeum 1997. ISBN 80-902383-1-9

[3] Rozhodnutí Ministerstva kultury ČR, č. j. 6.472/97 ve věci NKP Rotunda sv. Kateřiny ve Znojmě, stanovení provizorního režimu pro zpřístupnění národní kulturní památky ze dne 4. prosince 1997.

[4] Hnilica, O.: Vyšetření fázového útlumu v objektu románské rotundy ve Znojmě. [Sborník], Juniorstav 2011, VUT v Brně, 2011. ISBN 978-80-214-4232-0

[5] Hnilica, O.: Excepted behavior of the microclimate in the building of Romanesque rotunda in Znojmo. In Young Scientist, TUKE Košice, 2011. ISBN 978-80-553-0639-1



Obr. 5. Průběh měrné vlhkosti vzduchu v průměrném roce

Možnosti využití alternativní stabilizace břehů

doc. Dr. Ing. Miloslav ŠLEZINGR
Mendelova univerzita v Brně
Lesnická a dřevařská fakulta

Článek se zabývá využitím vlnolamů v rámci ochrany abrazí poškozených břehů nádrží. Zdůrazněn je zásadní význam vlnolamu jako aktivní ochrany paty abrazního srubu.

Using Alternative Bank Stabilization Measures

The article deals with the protection of the shores of reservoirs. For this purpose, breakwaters are designed. Breakwaters actively protect the shores damaged with abrasion.

Úvod

Při návrhu stabilizace břehů údolních nádrží je možné zvolit řadů přístupů. Nejčastěji využívaná a také nejspolehlivější je přímá stabilizace v tělese ohroženého (poškozeného) břehu. Tedy pasivní ochrana, která je velmi často realizována až po zjištění břehového poškození. Stabilizace v patě svahu (abrazního srubu) bývá doplněna úpravami výše po břehu. Jde především o sesvahování a následné biotechnické úpravy břehu – ohumusování, osetí vhodnou travní směsí, výsadba břehového porostu, oživení kamenné paty aj. Další, u nás téměř nevyužívanou možností, je předsazená stabilizace formou technických, lépe biotechnických vlnolamů.

Předsazené vlnolamy

Vlnolamy se pro ochranu břehů již po staletí využívají především na mořském pobřeží, případně u Velkých jezer v USA. Menší uplatnění našel tento typ stabilizace u údolních nádrží, kde však mnohdy v břehové zóně nejsou podmínky pro jeho realizaci, zejména z hlediska jeho založení (vhodné je především pozvolna sestupující dno, návrh je vhodný v oblasti bez silného rekreačního využití, „provoz“ vlnolamu vyžaduje určitou péči apod.).

Přesto v minulosti byly tyto stabilizační objekty navrhovány, o čemž svědčí názorná vyobrazení např. v publikaci z roku 1930 [3]. Právě tyto biotechnické typy vlnolamů se staly předlohou myšlenky aplikovat podobnou ochranu břehu na vytipovaných částech pobřeží údolní nádrže Brno. Zde je v oblasti zvané Osada patrné výrazné poškození břehů abrazí (*obr. 1*, *obr. 2*). Vzniklé abrazní sruby dlouhodobě ohrožují především rybáře vyhledávající místa bez výrazného rekreačního využití, ohroženi jsou i lidé přicházející a stojící na hraně abrazního srubu, mnohdy přímo na převisu, protože si zpravidla neuvědomují nebezpečí pádu do více než pětimetrové hloubky.



Obr. 1. Abrazní srub údolní nádrže Brno, oblast Osada (foto z hrany srubu)



Obr. 2. Abrazí poškozené pobřeží údolní nádrže Brno, oblast Osada

V roce 2010 vypracoval autor článku posudek týkající se současného stavu břehového území v dané lokalitě. Jeho součástí bylo posouzení stability břehu v této oblasti a návrh sanačních opatření. Před možnou realizací břehového opevnění však byla soustava abrazních srubů výšky 5–6 m prohlášena za přírodní výtvor, bez možnosti přímého sanačního zásahu. Odpovědnost za případné nehody i za ústup břehové čáry vlivem dalšího postupu břehové abraze a postupného řícení převisů ovšem ze správce toku nikdo nesejmul. Proto po dohodě s pracovníky Povodí Moravy, s. p., byl zpracován návrh alternativního řešení. Pokud není možný sanační zákrok přímo v porušeném břehu, je třeba se pokusit alespoň zamezit dalšímu rozplavování paty abrazního srubu, a minimalizovat tak pravděpodobnost vzniku dalších nebezpečných převisů. To je možné řešit právě návrhem aktivní ochrany již poškozené části břehu. Zabrání se tím mnoha problémům, které by mohly při ponechání současného stavu nastat.

Především je nutné připomenout, že ochránit je třeba zejména patu abrazního srubu. Toho lze dosáhnout maximálním utlumením přetvárného působení vln ještě před dosažením břehu. Vlnění hladiny způsobené větrem je největším nebezpečím pro další rozvoj břehové abraze. Vlny jednak přímo rozrušují (úderem a následným „sáním“) poškozený břeh, jednak rozplavují materiál neustále ve větším či menším množství padající ze stěny abrazního srubu. Při výrazném zmenšení dynamického působení vln přímo na břeh nádrže dojde k omezení či úplnému zastavení těchto jevů (především je důležité minimalizovat rozplavování zemního materiálu průběžně opadávajícího ze stěn abradovaného břehu).

Z analogie a řady pozorování víme, že by v tomto případě následovala postupná samovolná stabilizace. K tomu již na řadě míst abrazí postiženého břehu došlo, kde vlivem především antropogenních zásahů bylo zamezeno rozplavování břehů (dlouhodobé snížení hladiny, úpravy lodních tras odkloněním od břehů, výsadbou „biologického“ vlnolamu na abrazní plošině přímo pod abrazním srubem apod.). Tohoto efektu bylo dosaženo na části pobřeží nádrží Brno, Liptovská Mara, závlahové nádrže Bílovec a dalších.

Vlnolamy

Popisovanou aktivní ochranu břehu mohou poskytnout vhodně navržené a realizované vlnolamy. V rámci základního dělení je možno navrhnout následující typy:

– technické (gabiony, drátokamenné matrace v kombinaci s gabiony, kamenné hrázky, kamenné rovnaniny, pilotové stěny z kulatiny či hrabolů apod.);
– biotechnické (oživené kamenné hrázky či rovnaniny, haťoštěrkové válce, víceřadé zápletové plůtky prosypané kamenivem, srubové stavby apod.);
– vegetační (soustavy haťových válců, jednořadé či víceřadé zápletové plůtky bez prosypání kamenivem, pilotové několikařadé stěny – vše za využití „živého“ dřeva aj.).

V dalším textu se zaměříme na návrh biotechnických typů vlnolamů. Využití právě tohoto typu aktivní ochrany břehů je výhodné z mnoha důvodů. Především jde o poměrně malé náklady na realizaci tohoto opevnění, které mohou především z přírodních materiálů budovat i nekvalifikované pracovní síly pod vedením poučené osoby. Práci je možné z velké části vykonávat i v podzimním, zimním nebo předjarním období (dle typu vlnolamu). Je možné z velké části použít místní materiál, jako je „živé“ dřevo i kámen nacházející se (tvořící) abrazní plošinu.

Mezi základní konstrukce biotechnických vlnolamů řadíme vlnolamy tvořené dvouřadým či víceřadým zápletovým plůtkem, soustavou haťoštěrkových válců, uložením kulatiny jištěné pilotami před ohroženou oblast břehu, ale také různé kamenné oživené konstrukce (oživená kamenná hrázka, oživená kamenná rovnanina aj.).

Hlavní přínos a ochranný účinek těchto konstrukcí tkví v jejich schopnosti pohltit energii transformované (při překročení kritické hloubky v těsné blízkosti pobřeží roztříštěné) vlny. Ta při překonání vlnolamu (soustavy vlnolamů) ztratí velkou část pohybové energie a neohrožuje svým výběhem po abrazní plošině patu abrazního srubu.

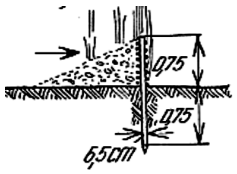
Návrh krátkých vlnolamů na nádrži Brno v oblasti Osada je možno považovat přímo za ukázkový (pobřeží je tvořeno soustavou synklinál a antiklinál, proto stačí realizace vlnolamů v délce několika desítek metrů chránících pouze ohrožený úsek pobřeží – oblast antiklinály). V současné době je podáván projekt specifického výzkumu se zaměřením na zdokonalení a vypracování metodiky návrhu, realizace a provozu vlnolamů v podmínkách údolních nádrží.

V článku prezentujeme první skupinu navrhovaných typů vlnolamů využitím zápletových plůtků ze „živého“ dřeva, nejlépe vrbového. Kmínky o síle 3–7 cm tvoří základ plůtku – soustavu pilot, dlouhé prýty keřových vrb pak poskytují materiál pro záplet. Dle předběžné volby dřevin, provedené v arboretu Mendelovy univerzity v Brně, byly vybrány (Salix purpurea, Salix triandra a Salix fluviatilis). Poslední ze jmenovaných druhů vrby je sice neautochtonní, vysoce invazivní, ale v podmínkách nádrží jižní Moravy v oblastech silně rekreačně využívaných či parkových se osvědčil (stabilizace byly realizovány na ostrovech střední nádrže Nové Mlýny, na abrazní plošině pod objektem „U srnce“ na údolní nádrži Brno, na levém břehu závlahové nádrže Bílovec aj.).

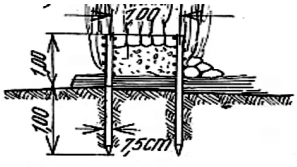
Návrh konstrukce vlnolamu

Ochranná konstrukce je navržena a bude budována souběžně s pobřežím na stávající abrazní plošině o délce pouze několika desítek metrů. Její založení je navrženo [2], [6], [7] v hloubce vody cca 0,5 m (hladina brána v úrovní hrany bezpečnostních přelivů) ve vzdálenosti 8–12 m od paty abrazního srubu. To je dáno charakterem a sklonem dna. Vlnolam nebude tvořit přímku, záměrně je navržena linie mírně zvlněná. Výška konstrukce při uchycení, tedy následném růstu většiny dřevin tvořících piloty i záplet, by měla dosahovat maximální nejčetnější hladiny [2], [5] a dále růst nad tuto výšku. Důležitá je pravidelná údržba – seřezávání vrbových výhonů alespoň jednou ročně. Je nutno si uvědomit, že za rok může výhon dorůst 2–3 m.

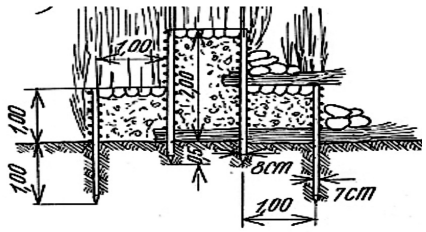
Vlnolamy jsou pro vodu propustné, kromě toho se za ně voda dostává obtékáním. Konstrukce sestávající v našem případě z řady pilot, vrbového klestu a kameniva tvoří jakýsi podélný ostrov. Použité vrbové prýty i řízky oživující kamenné části konstrukce se nacházejí většinu roku pod vodou nebo v úrovni hladiny. Avšak více než desetileté sledování vitálních porostů Salix fluviatilis, které se nacházejí na zaplavené abrazní plošině (bude základem konstrukce), dává předpoklad úspěšné funkce a životnosti navržených vlnolamů. Konstrukce těchto stabilizačních opatření je patrná na *obr. 3*, *obr. 4* a *obr. 5*.



Obr. 3. Jednoduchý jednořadý zápletový plůtek, tvořený pilotami a zápletem ze „živého“ dřeva. Na straně namáhané vlněním je přisypán hrubý štěrk či drobné kamenivo s oživením vrbovými řízky ve dvou řadách [3].



Obr. 4. Dvouřadý zápletový plůtek založený na rohoži tvořené čerstvě nařezanými vrbovými prýty, prosypaný hrubým štěrkem a ve směru namáhání vlněním zajištěný kamenným záhozem. Veškerý dřevní materiál je „živý“, předpokládá se jeho zakořenění a následný růst. Vznikajícím kořenovým systémem bude významně podpořena stabilita plůtku, využitím vitality dřevin bude podpořena i trvanlivost díla [3].



Obr. 5. Víceřadý zápletový plůtek. Poměrně složitá biotechnická konstrukce tvořená čtyřmi řadami pilot. Opět je maximálně využito „živého“ dřeva, a to na piloty, podkladní haťový rošt i záplet. V tomto případě je třeba poměrně velké množství dřevní hmoty. Takovýto ochranný prvek se konstruuje pouze na délku několika desítek metrů v nejohroženější oblasti břehů [3].

Závěr

Vlnolam jako aktivní stabilizační prvek v břehové zóně se na nádržích v ČR využívá velmi zřídka. Většinou nejsou vhodné podmínky pro jeho instalaci při uvádění vodního díla do provozu, ale především se dává přednost opevnění pasivnímu, tedy budovanému přímo ve svahu tvořícím břeh nádrže. Vhodnější situace pro návrh odsazeného vlnolamu však nastane, jakmile se vytvoří abrazní plošina, na které může být tato stabilizační konstrukce realizována.

V případě nádrže Brno, především pak v nejvíce ohrožené oblasti zvané Osada, je vlivem dlouholetého rozmývání břehu vytvořena výrazná abrazní plošina, vhodná pro instalaci vlnolamu (*obr. 1*). Současná situace – znemožnění stabilizace břehu zásahem do jeho stavby – přímo vybízí k návrhu a realizaci alternativního řešení.

Literatura

[1] Jedlicka, L. – Slezingr, M.: Bankside trees and shrubs – basic information. In: Colloquium on Landscape Management Location, Mendel University Brno, 2010, pp. 24-27.

[2] Novák, L. – Iblová, M. – Škopek, V.: Vegetace v úpravách vodních toků a nádrží. Praha, SNTL 1986.

[3] Schoklitsch, A.: Der Wasserbau, ein Handbuch fuer Studium und Praxis. Wien, Springer 1930.

[4] Soldo, B. – Oreškovic, M. – Aniskin, A.: Example of water waves impal on the bank slope. Journal of Landscape Management, 2010, No. 2, pp. 41-44.

[5] Šlezingr, M.: Břehová abraze. Brno, CERM 2004.

[6] Šlezingr, M.: Revitalizace vodních toků. Brno, VUTIUM 2010.

[7] Šlezingr, M. – Foltynova, L. – Zelenakova, M.: Assessment of the current condition of riparian and accompanying stands. In: Colloquium on Landscape Management Location, Mendel University Brno, 2010, pp. 24-27.

Management rizik v procesu rozhodování volby technologie výstavby železobetonové konstrukce

Ing. Lukáš WITALA
doc. Ing. Jana KORYTÁROVÁ, Ph.D.
VUT v Brně – Fakulta stavební

Článek se věnuje popisu technologií výstavby železobetonových konstrukcí, analyzuje silné a slabé stránky realizace konstrukce monolitickou a prefabrikovanou technologií včetně popisu rizik a hodnocení jejich závažnosti.

Management of Risks in the Decision Making Process Involved in the Technology of the Construction of a Reinforced Concrete Framework

The article deals with the description of the reinforced concrete framework construction technology, it analyses the strengths and weaknesses of the monolithic and prefabrication technology of construction. In addition, the text describes the risks arising from building with the description of their characteristics and evaluation of their relevance.

Úvod

Management rizik tvoří neoddělitelný aspekt investičních projektů a významnou komponentu investičního rozhodování. Cílem řízení rizika projektů je zvýšit pravděpodobnost jejich úspěchu a minimalizovat nebezpečí neúspěchu zejména v oblasti neúměrného navýšení realizačních nákladů. Autoři článku se zaměřili na specifickou oblast rizik, která se týká výstavby železobetonových konstrukcí v souvislosti s volbou technologie za určitých klimatických podmínek. Nesprávně zvolená technologie může ovlivnit nejen kvalitu díla, ale výrazně i jeho pořizovací náklady a časový harmonogram výstavby.

Současné tendence odvětví stavebnictví přinášejí velký tlak na výstavbu hlavní nosné konstrukce bez ohledu na roční období a vhodnost volby technologie této konstrukce. Tlak investorů a pokles stavební výroby způsobují, že realizační firmy ve snaze udržet obchodní plány uskutečňují zakázky v oblasti pozemních staveb bez ohledu na technologickou vhodnost konstrukce v návaznosti na roční období. Tím se mohou dostat do problémů s neplněním smluvních termínů či porušováním technologických předpisů a z toho pramenícího penále za nedodržení termínů či reklamace konstrukce ze strany investora po dokončení realizace.

Z tohoto pohledu je nutné, aby se realizační tým projektu stavby v předinvestiční fázi zabýval analýzou řízení rizik, která mohou při realizaci nastat. Je nutné zohlednit hrozby pramenící z realizace železobetonové konstrukce, aby se dala vhodně navrhnout volba technologie v návaznosti na předpokládané roční období, ve kterém je výstavba plánována. Eliminace rizik při výstavbě je přínosem jak pro investora, tak pro realizační firmu dané konstrukce, např. v podobě plánovaných zisků. Zároveň má pozitivní vliv na životní cyklus stavby. Kvalita realizovaného železobetonové skeletu zaručí dlouhou životnost konstrukce a sníží podíl možných vad v průběhu životnosti stavby.

Risk management

Základem řízení rizika je systematický postup práce s rizikem a nejistotou směřující ke zvýšení kvality přípravy a hodnocení projektu. Řízení rizika může být podpořeno využitím nástrojů rizikového rozhodování, což vede k prohloubení a zvýšení jeho účinnosti. Proces řízení rizika lze rozdělit do dvou fází, a to proces analýzy rizika a proces řízení/ovládání rizika.

Proces **analýzy rizika** lze dále rozdělit do kroků:

- identifikace oblastí, které jsou pro stavební dílo důležitá z hlediska nákladů;
- identifikace hrozeb a nebezpečí, tj. určení faktorů, které působí na vznik dílčích rizik, jež mohou ovlivnit předpokládané výstupy;
- stanovení významnosti rizika.

Proces **ovládání rizika** se skládá z kroků:

- hodnocení rizika a rozhodování o riziku;
- příprava a realizace opatření ke snížení rizika.

Prvním krokem analýzy je identifikace všech relevantních rizik, která mohou daný projekt ohrozit. Cílem této fáze je sestavit jejich seznam. Identifikace rizik není jednorázovým procesem prováděným pouze v předinvestiční fázi projektu, ale aktivitou, která se opakuje během životního cyklu projektu s cílem odhalit nová rizika a včas na ně zareagovat.

Základní identifikaci rizik investor provádí již v rané fázi přípravy projektu. Rizika by dále měla být podrobněji rozpracována při tvorbě projektu a při sestavování matice rizik. Ta obsahuje veškeré relevantní informace o každém riziku, které může během projektu nastat. Základní matice popisuje charakter specifického rizika, jeho potenciální dopad na projekt, způsob ošetření a předpokládanou eliminaci [7].

Tab. 1. Postup tvorby matice rizik

Skupina rizik	Popis	Závažnost	Pravděpodobnost [7]	Eliminace rizika
Skupina rizik				
druh	jak vzniká	neznatelné, drobné, významné, velmi významné, nepřijatelné	téměř nemožné, výjimečně možné, běžně možné, pravděpodobné, hraničící s jistotou	způsob

Matice rizik

Nepřímé kvalitativní metody používají expertní hodnocení, které je do určité míry subjektivní. Spočívá ve vhodné volbě stupnic pro hodnocení pravděpodobnosti výskytu rizi-

ka a intenzity dopadu na projekt stavby při jeho výskytu. Stupeň významnosti rizika *R* představuje součin váhy rizikového faktoru *v* a rizikovosti proměnné r_p podle vztahu

$$R = r_p \cdot v.$$

Rizikovost proměnné je charakterizována pravděpodobností vzniku zkoumaného rizikového faktoru. Váha rizikového faktoru je charakterizována intenzitou jeho negativního dopadu na projekt (výstup).

Riziko ovlivňující realizaci železobetonové konstrukce

Jedním z nejdůležitějších parametrů ovlivňujících kvalitu železobetonové konstrukce je kvalita použitého betonu, správný proces jeho tvrdnutí a následné ošetřování v průběhu tvrdnutí. Pevnost betonu závisí na pokročilosti hydratačního procesu. Růst pevnosti betonu je především funkcí času, ale je také ovlivněna teplotou a vlhkostí prostředí, ve kterém beton tvrdne. Tvrdnutí betonu ovlivňuje čas, teplota a vlhkost prostředí [3]. Stáří betonu má podstatný vliv na jeho pevnost. Pevnost betonu v tlaku stoupá v období do tří měsíců po vybetonování.

Teplota, při které beton tvrdne, nezávisí jen na teplotě prostředí, ale i na oteplování čerstvého betonu způsobeném hydratací cementu. Zahřívání čerstvého betonu hydratačním teplem závisí na velikosti a tvaru vybetonované konstrukce. Uvolňované hydratační teplo se může příznivě projevit při nízkých teplotách prostředí, nepříznivě při vysokých teplotách, kdy se musí z masivních betonových bloků odvádět chlazením. Protože tvrdnutí betonu závisí především na času a teplotě, je součin doby tvrdnutí *d* ve dnech a teploty *t* zvětšené o 10 °C indikátorem zrání. Pevnosti betonu odpovídající stejnému faktoru zrání jsou stejné. Tento vztah platí do teploty 40 °C [3].

Nízká kladná teplota zpomaluje tvrdnutí betonu. Proto betony, které začínají tvrdnout při teplotách 0–5 °C, mají po 7 dnech tvrdnutí nižší objemovou pevnost v tlaku o 40–70 % než betony tvrdnoucí při teplotě 20 °C. Při teplotách pod bodem mrazu se hydratace cementu prakticky zastavuje. Volná voda v betonu obsahuje soli vzniklé rozpuštěním cementu, a proto zamrzá při teplotách –2 až –5 °C. Při zmrznutí vody v kapilárách a pórech dochází ke zvětšení jejího objemu cca o 10 %. Toto zvětšení vyvolá ve struktuře betonu velké hydraulické tlaky, které mohou narušit jeho strukturu. Kromě hydraulických tlaků působí na strukturu betonu vysoké krystalizační tlaky (způsobené nárůstem krystalků ledu), které přispívají k narušení betonu. Rozsah porušení betonu závisí na jeho pevnosti, při které došlo ke zmrznutí volné vody v betonu [3].

Za betonování při nízkých teplotách se považuje betonování v prostředí s průměrnou denní teplotou nižší než 5 °C nebo při poklesu teploty pod 0 °C. Pokud čerstvý beton zmrzne v období, kdy cement tuhnout ještě nezačal, přeruší se hydratační proces a volná voda se změní v led. Po zvýšení teploty hydratační proces cementu pokračuje a dochází k normálnímu tvrdnutí betonu. Konečná pevnost betonu je o něco menší, než jaká by byla při normálním průběhu tvrdnutí. Jakmile čerstvý beton zmrzne v období, ve kterém již došlo k hydrataci cementu, proces se zastaví. V důsledku zvětšení objemu volné vody nastane porušení mikrostruktury nedostatečně pevného betonu a trvale se znehodnotí ten podíl cementu, který do té doby hydratoval. Proto je poškození betonu mrazem v období tvrdnutí tím větší, čím později volná voda v čerstvém betonu zamrzla.

Tvrdnutí betonu vyžaduje nejen přiměřenou teplotu, ale i dostatek vlhkosti. Po zhutnění je v čerstvém betonu značné množství volné (nevázané) vody, která se může vypařovat. V průběhu tvrdnutí musí mít proto určitou vlhkost, aby hydratace cementu mohla pokračovat.

Nesprávná volba technologického postupu může mít za následek prodloužení termínu realizace a z ní pramenící penále, zvýšení nákladovosti na produkovaný 1 m³ konstrukce z důvodů opatření proti nízkým teplotám, nedodržení předepsaných norem v návaznosti na tlak investora. Nejvýznamnější z uvedených vlivů je vliv teplotní. Význam rizik roste s výší teploty při betonáži. Proto analýza rizik bude zaměřena na tento parametr.

Případová studie

Volba technologického postupu bude znázorněna na dvou variantách výstavby čtyřpodlažní administrativní budovy se železobetonovým skeletovým nosným systémem a železobetonovými deskovými stropy. Beton byl pro potřeby konstrukce navržen třídy C 25/30, obvodové stěny jsou zděné tl. 30 cm s kontaktním zateplovacím systémem. Plochá střecha, zateplená pěnovým polystyrénem s krytinou z fólie PVC, má vnitřní odvodnění do střešních vtoků. Příčky jsou sádrokartónové, podlahy plovoucí s izolační protihlukovou vrstvou, s kobercovým povrchem či s keramickou dlažbou.

Stavební objekt je čtyřpodlažní železobetonový skelet obdélníkového půdorysu, rozdělený do dvou dilatačních celků. Beton pro potřeby konstrukce byl navržen třídy C 25/30. Nosná konstrukce je tvořena spojitou deskou oboustranně nesenou průvlaky, doplněnou vyzdívkami. Průvlaky spolu se sloupy tvoří patrové rámy, konstrukce je uložena na základových patkách. Prostorová tuhost a stabilita objektu je zajištěna patrovými rámy, stěnami výtahu a schodiště.

Předmětem posuzování je svislá a vodorovná železobetonová konstrukce. Porovnání je zpracováno na skeletu konstrukce, do něhož spadají sloupy, stěny, průvlaky, schodišťové konstukce. Stropní prvky byly předpokládány pro oba typy výstavby společné, a to filigránové desky.

Rizika spojená s klimatickými vlivy na železobetonovou konstrukci

K nejdůležitějším parametrům ovlivňujícím kvalitu železobetonové konstrukce patří kvalita betonu, správný proces

Tab. 2. Rizika spojená s klimatickými vlivy

Riziko	Popis
vlivu času	Vyplývá z délky zrání betonové konstrukce a náběhových pevností betonu. Je třeba dohlédnout, aby nedošlo k předčasnému odbednění konstrukce a následnému zatížení.
T1 vlivu teploty nad 5 °C	Vyplývá z vlivu teploty na průběh tvrdnutí betonu. Vzniká za vysokých letních teplot, kdy se musí ošetřovat proti rychlému vysychání, aby nevznikaly trhliny.
T2 tvrdnutí betonu za nízkých teplot 0–5 °C	Vyplývá z nízké kladné teploty zpomalující tvrdnutí betonu. Betony, které začínají tvrdnout při teplotách 0–5 °C, mají po 7 dnech tvrdnutí nižší objemovou pevnost v tlaku o 40–70 %.
T3 betonáže v zimním období pod 0 °C	Vlivem zmrznutí vody v kapilárách a pórech dochází ke zvětšení jejího objemu o cca 10 %. To vyvolá ve struktuře betonu velké hydraulické tlaky, které mohou narušit strukturu betonové konstrukce, a tím jeho kvalitu.
vlivu vlhkosti	Tvrdnutí betonu vyžaduje nejen přiměřenou teplotu, ale i dostatek vlhkosti. Po zhutnění je v čerstvém betonu značné množství volné (nevázané) vody, která se může vypařovat.

jeho tvrdnutí a následné ošetřování v průběhu náběhových pevností železobetonové konstrukce. Pevnost betonu závisí na pokročilosti hydratačního procesu. Růst pevnosti betonu je závislý především na čase, ale je také ovlivněn teplotou a vlhkostí prostředí. Tvrdnutí betonu ovlivňuje čas, teplota a vlhkost prostředí.

■ Monolitická konstrukce – varianta A

Monolitické betonové konstrukce lze použít pro všechny tvary konstrukcí. Betonují se přímo na stavbě do bednění, ve kterém je uložena výztuž. Přednosti této technologie spočívají v možnosti dokonalého ztužení objektu v obou směrech, ve tvarové stabilitě, v použitelnosti pro jakýkoli půdorys různého rozpětí a zatížení, dá se velmi hospodárně dimenzovat na dané podmínky vhodnou volbou tvaru, rozměrů, druhu betonu a výztuže. Nevýhodou je nutnost bednění, velká staveništní pracnost, mokrý proces a doba tvrdnutí, která prodlužuje dobu výstavby, a závislost na klimatických podmínkách. K výhodám patří:

– lepší vzájemné spolupůsobení konstrukce, použití subtilnějších konstrukcí;
– variabilita řešení konstrukčního systému;
– sloupy různých tvarů mohou být umístěny pravidelně i nepravidelně;
– obvykle využití systémového bednění – jednoduchost bednění;
– celistvost najednou betonovaných částí konstrukce;
– efektivní redistribuce vnitřních sil v konstrukci;
– tuhost styků a vyšší odpor vůči zatížení.

Za nevýhody je možné považovat:

– problematické dodržení vlastností betonu;
– dlouhá doba výstavby;
– složitá příprava bednění;
– delší doba realizace;
– horší povrchová kvalita prvků;
– mokrý proces na stavbě;
– pracná příprava výztuže;
– technologické pauzy mezi betonážemi.

Tab. 3. Matice rizik klimatické vlivy na monolitickou konstrukci

		Riziko vliv času	Riziko vliv teploty T1	Riziko vliv teploty T2	Riziko vliv teploty T3	Riziko vliv vlhkosti
A	projekční práce	9	6	9	12	1
B	realizace základové konstrukce	4	1	9	20	2
C	příprava bednění	1	1	4	9	1
D	příprava výztuže	1	1	4	9	1
E	betonáž konstrukce	1	1	9	25	4
F	zrání konstrukce	9	6	9	20	9
G	odbednění	1	1	2	4	1
H	zařízení staveniště, výrobní režie	4	4	9	16	1

* vyhodnocení bylo provedeno na základě konzultací konstrukcí s projektanty, realizační firmou, výrobcem prefabrikátů na základě dotazníku (pro vyhodnocení byly použity negativní hodnoty od jednotlivých hodnotitelů)

■ Prefabrikovaná konstrukce – varianta B

Montované prefabrikované konstrukce bezesporu přinášejí do výstavby mnohá ulehčení, jsou však specifické tím, že procházejí během životnosti rozdílnými podmínkami, ke kterým je třeba při návrhu přihlížet. Tyto konstrukce jsou využívány u liniových pozemních staveb, výstavby halového typu, kde je předpokládána opakovatelnost prvků. Prefabrikace má výhody v přípravě konstrukce ve výrobně, z níž plyne kvalitnější zpracování prvků než na staveništi. Nevýhodou je vyšší spotřeba výztuže pro výrobu prvků, jelikož převážně je požadavek vyztužení v montážním stavu vyšší než potřeba výztuže ve finálním statickém zatížení.

K výhodám patří:

– rychlost výstavby;
– možnost kvalitnějšího zpracování;
– konstrukce lze ihned plně zatížit;
– stálá kvalita konstrukčních prvků;
– možnost montovat za jakéhokoli počasí;
– technologicky výhodné, možnost výroby prvků v lepších podmínkách, než poskytuje staveniště.

Za nevýhody je možné považovat:

– dopravu na staveniště;
– mnohdy problematické spoje;
– měnící se statické působení;
– prvky jsou mohutné a těžké;
– vyžaduje těžké zvedací mechanizmy;
– menší variabilitu tvarů;
– větší potřebu výztuže;
– menší variabilitu při montáži konstrukce na potřebné změny.

Tab. 4. Matice rizik klimatické vlivy na prefabrikovanou konstrukci

		Riziko vliv času	Riziko vliv teploty T1	Riziko vliv teploty T2	Riziko vliv teploty T3	Riziko vliv vlhkosti
A	projekční práce	9	6	9	9	1
B	výroba prefabrikovaných dílců	9	6	9	16	4
C	transport prefabrikovaných dílců	1	1	1	4	1
D	uložení základových dílců	2	2	2	2	1
E	montáž prefabrikovaných dílů	1	1	6	9	2
F	zalévání styků konstrukce	4	4	16	25	4
G	odstranění vzpěrování	1	1	1	6	1
H	zařízení staveniště, výrobní režie	1	1	4	6	1

* vyhodnocení bylo provedeno na základě konzultací konstrukcí s projektanty, realizační firmou, výrobcem prefabrikátů na základě dotazníku (pro vyhodnocení byly použity negativní hodnoty od jednotlivých hodnotitelů)

Vyhodnocení

■ **Monolitická konstrukce** generuje nejvyšší významnost rizika realizace konstrukce. Působením *Riziko vliv teploty T3*, a to ve čtyřech krocích realizace monolitické konstrukce z osmi možných. Toto riziko může generovat zdržení výstavby konstrukce až o několik dnů, výjimečně i týdnů

Tab. 4a. Vyhodnocení rizik

Významnost faktoru rizika	
Vypočtená hodnota	Deskriptor
1 - 2	**Zanedbatelné riziko** (akceptovatelné bez zvláštních opatření)
3 - 4	**Mírné riziko** (akceptovatelné s bezpečnostními opatřeními)
5 - 15	**Vážné riziko** (opatření nutné přijmout do určitého termínu)
15 - 25	**Značné riziko** (riziko neakceptovatelné, nutná opatření na jeho eliminaci nebo snížení před započetím procesu)

(při dlouho trvajících mrazech). Riziko postihuje výstavbu základové konstrukce a na ni navazující nosnou skeletovou konstrukci, a zároveň se prodlužuje doba vyzrávání konstrukce při nízkých teplotách (odbedňovat ji lze v závislosti na denních teplotách a náběhových pevnostech, proto je nutno připočíst náklady na prodloužený pronájem bednění). Dále je nutné počítat s vícenáklady na ohřev bednění, zahřívání příměsi do betonu či přidávání plastifikátorů do betonu. Zdržení prodražuje režijní náklady, a zároveň nedodržení termínů dokončení výstavby. Z toho prameníci penále závisí na typu stavby (administrativní centrum, bytová výstavbá či obchodní centrum) v souvislosti s úrovní ušlého zisku. V případě nedodržení technologických předpisů při betonáži je ohrožena kvalita konstrukce, tzn. snížení její únosnosti, kratší životnost a vyšší náklady na údržbu, případně sanaci v průběhu jejího užívání. Projekční práce na realizační dokumentaci by měly brát v potaz termín realizace.

Tab. 5a. Realizace monolitického železobetonového skeletu v trvání 105 dnů

		Riziko vliv teploty T3.
A	projekční práce	vážné
B	realizace základové konstrukce	značné
C	příprava bednění	vážné
D	příprava výztuže	značné
E	betonáž konstrukce	značné
F	zrání konstrukce	značné
G	odbednění	mírné
H	zařízení staveniště, výrobní režie	značné

■ Volba technologie **prefabrikované konstrukce** generuje nejvyšší stupeň významnosti rizika realizace konstrukce vlivem Rizika vliv teploty T3 a ve dvou krocích realizace konstrukce z osmi možných. Toto riziko může generovat zdržení výstavby konstrukce maximálně o několik dnů. Riziko postihuje výrobu prefabrikovaných dílců dané konstrukce, a následně zalévání skeletové konstrukce, které nemá vliv na navazující části konstrukce, jelikož spoje jsou po spojení plně únosné, např. vysokopevnostními šrouby.

Tab. 5b. Rizika monolitické konstrukce v zimním období

	Činnost	Popis rizika	Náklady	Termín	Následek rizika
A	projekční práce	volba vhodné technologie výstavby realizace skeletu	N_1	T_1	v případě nezohlednění termínu realizace je předpoklad navýšení nákladů na případné přeprojektování na prefabrikovanou konstrukci. Úpravy předepsaných směsí, použitých materiálů
B	realizace základové konstrukce	realizace základové konstrukce v promrzlé zemině.	N_2	T_2	zvýšení nákladů na realizace konstrukce, složité zemní práce, prodloužení termínu realizace. Při betonáži opatření na realizaci na mrazu
C	příprava bednění	betonáž při teplotě pod –5˚C.	N_3	T_3	zahřívání bednění při betonáži, zvýšení nákladů
D	příprava výztuže	svařování výztuže v mrazu	N_4	T_4	problematické svařování výztuže za mrazu, prodloužení délky realizace
E	betonáž konstrukce	betonáž při teplotě pod –5˚C	N_5	T_5	zvýšení nákladů na realizaci konstrukce, prodloužení termínu realizace. Generuje více náklady na technologická opatření pro betonáž za mrazu. Při výrazně nižších teplotách může nastat i zastavení betonáže a tím zastavení realizace projektu
F	zrání konstrukce	zrání při dlouhodobé teplotě pod –5˚C	N_6	T_6	prodloužení délky zrání konstrukce, zhoršení kvality betonové konstrukce při delším období v mrazu
G	odbednění	prodloužení délky zrání při dlouhodobé teplotě pod –5˚C	N_7	T_7	delší doba zrání, zvýšené náklady na pronájem bednění
H	zařízení staveniště, výrobní režie	prodloužení délky výstavby	N_8	T_8	prodloužením termínu realizace se zvyšují náklady na zařízení staveniště, výrobní režie, penále za termín

Penále je závislé na typu stavby (administrativní centrum, bytová výstavba či obchodní centrum), souvisí s úrovní ušlého zisku. Při použití prefabrikované konstrukce je riziko prodloužení realizace v délce dnů. A navýšení nákladů na vyhřívání výrobní haly, jejíž konstrukce i za mrazivého počasí vyzrává.

Tab. 6a. Návrh realizace prefabrikovaného železobetonového skeletu v délce 38 dnů (včetně přípravy a výroby prvků)

		Riziko vliv teploty T3
A	projekční práce	vážné
B	výroba prefabrikovaných dílců	značné
C	transport prefabrikovaných dílců	mírné
D	uložení základových dílců	zanedbatelné
E	montáž prefabrikovaných dílů	vážné
F	zalévání styků konstrukce	značné
G	odstranění vzpěrování	mírné
H	zařízení staveniště, výrobní režie	mírné

Tab. 6b. Rizika prefabrikované konstrukce v zimním období

	Činnost	Popis rizika	Náklady	Termín	Následek rizika
A	projekční práce	volba vhodné technologie výstavby realizace skeletu	N_1	T_1	zvážení formy stykování konstrukce, kombinace s monolitickými prvky, následné přeprojektování
B	výroba prefabrikovaných dílců	betonáž při teplotě pod –5° C	N_2	T_2	zvýšení nákladů na výrobu konstrukce, prodloužení zrání prvků, vyhřívání výrobních hal
C	transport prefabrikovaných dílců	možný výskyt námrazy a sněhu na komunikacích	N_3	T_3	neovlivní
D	uložení základových dílců	realizace základové konstrukce v promrzlé zemině	N_4	T_4	zvýšení nákladů na realizace konstrukce v případě volby mokrého procesu, složité zemní práce, prodloužení termínu realizace
E	montáž prefabrikovaných dílů	svařování stykových prvků za mrazu	N_5	T_5	nemožnost svařovat, nutné použít montované styky konstrukce
F	zalévání styků konstrukce	betonáž při teplotě pod –5° C	N_6	T_6	zvýšení nákladů na zálivkové materiály konstrukce, nutno odložit zalévání styků
G	odstranění vzpěrování	–	N_7	T_7	neovlivní
H	zařízení staveniště, výrobní režie	zhoršení podmínek pro realizaci konstrukce	N_8	T_8	prodloužením termínu realizace se zvyšují náklady na zařízení staveniště, penále za termín

Problém nastává na stavbách v centru města, kde není prostor pro manipulaci s velkými prefabrikovanými prvky, či v lokalitách se zhoršeným přístupem, což by znamenalo vybudování provizorní komunikace pro nákladní vozidla nad 40 t. *Tabulka 7* vyhodnocuje význam rizika v jednotlivých krajích a průměrné teploty v kritických měsících.

Tab. 7. Vyhodnocení rizikových teplotních vlivů na výstavbu železobetonové konstrukce

Kraj	Prosinec	Leden	Únor
Praha a Středočeský			
Jihočeský			
Plzeňský			
Karlovarský			
Ústecký			
Liberecký			
Královehradecký			
Pardubický			
Vysočina			
Jihomoravský			
Olomoucký			
Zlínský			
Moravskoslezský			

značné riziko – riziko neakceptovatelné, doporučení uskutečnění opatření na eliminaci nebo redukci rizika před započetím procesu

významné riziko – opatření nutné přijmout do určitého termínu, doporučení pojištění rizika

Vyčíslení rizika nesplnění dílčího termínu

Pro potřeby případové studie a vyčíslení nákladů rizika zpoždění výstavby byl sestaven vzorec k výpočtu nákladů vzniklých s prodloužením délky realizací proti plánovaným termínům. Vzorec hodnotí N*áklady stavby za den při zpoždění výstavby* monolitické konstrukce a prefabrikované konstrukce. Na základě tohoto propočtu a rizik, která mohou nastat,

$$NZV = t \cdot (PN + RV + RS + ZS + P),$$

přičemž

NZV značí náklady zpoždění výstavby [Kč],
t – počet dnů zastavení výstavby [den],
PN – přímé náklady (mzdy, stroje – pronájmy, jeřáb, pronájem bednění, stojkování) [Kč/den],
RV – režie výrobní (stavbyvedoucí, provoz stavby) [Kč/den],
RS – režie správní (THP, manažerské pozice a jejich náklady) [Kč/den],
ZS – zařízení staveniště (buňky, sociální zařízení) [Kč/den],
P – smluvní penále [Kč/den].

Pro výpočet jsou relevantní náklady, které ovlivní výsledek projektu, při nedodržení termínu realizace díla vůči investorovi/generálnímu dodavateli, a zároveň náklady, které jsou nad rámec plánovaných nákladů z důvodů prodloužení výstavby. Je nutno zohlednit náklady, které vyvstanou jak ze strany investora/generálního dodavatele, tak ze strany zhotovitele/subdodavatele. Mezi vícenáklady fakturované investorem/generálním dodavatelem při nedodržení termínu předání díla pramenící ze smlouvy o dílo je penále a náklady za zařízení staveniště v případě generálního zhotovitele fakturované subdodavateli. Dalším typem nákladů, které se musí zohlednit, jsou náklady vzniklé zhotoviteli konstrukce nad plánové náklady z důvodů prodloužení termínu výstavby. Jsou to přímé náklady, režie výrobní a režie správní. Do výpočtu se použijí pouze hodnoty nákladů nad rámec plánovaných nákladů, zohledňující prodloužení termínu výstavby.

Závěr

Z pohledu *Riziko betonáže v zimním období pod 0 °C*, které se jeví jako nejkritičtější z hlediska volby technologie výstavby železobetonové konstrukce, je patrné, že prefabrikovaná konstrukce přináší příznivé řešení pro realizaci železobetonové konstrukce v zimním období. V případě požadavku na realizaci stavby v zimním období a tlaku na termín dokončení stavby je prefabrikovaná konstrukce volena jako vhodnější varianta na základě vyhodnocených rizik. Je nutno zohlednit vzdálenost stavby od výrobny prefabrikovaných dílců, místa výstavby z pohledu dostupnosti a možnosti manipulace s prefabrikovanými prvky.

Pro vyhodnocení ekonomického rizika nevhodné volby konstrukce vzhledem k ročnímu období lze využít vztah *Náklady stavby za den zpoždění výstavby*, kterým lze stanovit vícenáklady při pozastavení výstavby z důvodů negativních klimatických vlivů.

Literatura

[1] Tichá, A. – Marková, L. – Puchýř B.: Ceny ve stavebnictví I - Rozpočtování a kalkulace. URS Brno, 1999
[2] Korytárová, J. – Hromádka, V. – Marková, L.: Náklady životního cyklu staveb. Cena a životní cyklus stavebního díla, 2006, Brno, ISBN 80-214-3189-X.

[3] Dočkal, K.: Realizace a rekonstrukce železobetonových konstrukcí. VUT Brno, 2009.
[4] Chapman, Ch., Ward S.: Project Risk Management. John Wiley & Sons Ltd, Chichester 2003
[5] Korytárová, J., Fridrich, J., Puchýř, B.: Ekonomika investic. Akademické nakladatelství CERM, 2004, ISBN 80-214-2089-8
[6] Rozsypal, A.: Inženýrské stavby řízení rizik, nakladatelství JAGA, Bratislava 2008, ISBN 978-80-8076-066-3
[7] Korytárová J. a kolektiv: Management rizik souvisejících s dodávkou stavebního díla, Brno, Akademické nakladatelství CERM, 2011, ISBN: 978-80-7204-725- 3.

Optimalizace procesů a nákladů životního cyklu stavebního díla s podporou facility managementu

doc. Ing. Alena TICHÁ, Ph.D.
Ing. Zdenka HANÁKOVÁ
VUT v Brně – Fakulta stavební

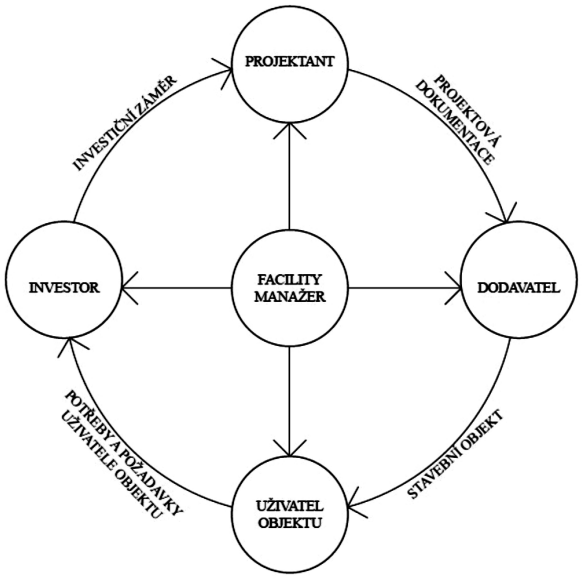
Článek se věnuje problematice nově se utvářející manažerské disciplíny – facility managementu. Jde o soubor metod a postupů optimalizujících podpůrné činnosti potřebné k vykonávání hlavní činnosti podnikatelských i nepodnikatelských subjektů při užívání stavebního objektu, zejména v provozní fázi jeho životního cyklu. Zmiňuje nutnost uplatnění facility managementu nejen u pozemních, ale i u inženýrských staveb.

Optimization of Processes and Life Cycle Costs of a Work with Facility Management Support

The article deals with the problems of a newly constituted managerial discipline – facility management. It comprises a set of methods and procedures which allow the optimization of ancillary activities necessary for the performance of the principal activity of both entrepreneurial and non-entrepreneurial entities in using buildings mainly during the operational phase of their life cycle. The article mentions the necessity of implementing facility management not only in buildings, but also other engineering structures.

Úvod

Pro dosažení efektivnosti nákladů v životním cyklu stavebního díla je nezbytná systémová spolupráce investora, architekta, zhotovitele a budoucího uživatele. Při plánování projektu je však stále zažitým zvykem brát v úvahu pouze pořizovací náklady. Ty jsou však jen částí celkových nákladů. Nedílnou součástí plánování projektů by mělo být i posouzení provozních nákladů. Pokud vytvoříme plán pořizovacích a provozních nákladů, zjistíme zpravidla, že provozní budou větší než pořizovací. Například podíl základních provozních nákladů moderní administrativní budovy, členěné na administrativní a obchodní část, dosáhne během celého životního cyklu stoprocentní hodnoty v době jejího pořízení [1]. To samozřejmě závisí na konkrétním projektu, přičemž každý je jedinečný, a proto nelze uvádět jednoznačný závěr.



Obr. 1. Investiční proces a facility manažer [5]

Životnost stavebního díla

Životní cyklus (Life Cycle) stavebního díla může být sledován z různých hledisek (*obr. 1*). U projektu (Project Life Cycle) zahrnuje fáze vyjadřující vývoj projektu, tj. iniciování, definování, plánování, realizaci, provoz a ukončení. Životní cyklus majetku (Asset Life Cycle) má fáze vystihující jeho existenci, a to pořízení, provozování, udržování a ukončení. V jeho rámci je možné zkoumat životní cyklus činnosti (Activity Life Cycle) související s jeho využitím [2].

Tab. 1. Životní cyklus stavebního díla

Životní cyklus projektu stavby					
fáze předinvestiční		fáze investiční		fáze provozní	fáze likvidační
iniciování	definování	plánování	realizace	provoz	likvidace

Životní cyklus majetku – stavebního díla		
fáze investiční	fáze provozní	fáze likvidační

Životní cyklus činnosti spojené s užitím díla

Facility management

Důvodem vzniku stavebního projektu je účel, pro který je dílo vytvořeno. Předpokládaný účel definuje budoucí uživatel či investor. Je tedy logické začít plánovat projekt „odzadu“, od fáze provozní. Právě v provozní fázi bude objekt či skupina objektů užívána a bude v nich provozována činnost určená majitelem či uživatelem díla. I tato činnost má životní cyklus spojený s využitím stavebního díla. Kromě hlavních činností, které majitel či uživatel ve stavebním díle provozuje, je řada podpůrných procesů. Ty zajišťují takové pracovní prostředí, v němž mohou být hlavní činnosti vykonávány efektivně. Komplex metod a postupů, umožňujících

sladit pracovní prostředí, pracovníky a pracovní činnosti, a metod, zahrnujících principy obchodní administrativy, architektury, humanitních a technických věd, tvoří moderní disciplínu v České republice relativně novou, nazývanou facility management [4].

Prvním krokem ke zformování specializované společnosti v tomto oboru v USA bylo v roce 1978 uspořádání konference na téma „Facility Influence on Productivity“ [5]. V roce 1981 vznikla International Facility Management Association (IFMA), zakládající členové byli z USA a Kanady. Do Evropy dorazil facility management až počátkem devadesátých let, kdy se jako první zapojila Velká Británie, následovaly skandinávské země, Francie a Benelux. Prvním ze států východní Evropy, který se v roce 2000 začlenil do celosvětové sítě facility manažerů, byla Česká republika.

Facility manažer

Mnoho lidí předpokládá, že práce facility manažera začíná až po kolaudaci objektu. Tato nesprávně vžitá představa často způsobuje obrovské provozní ztráty. Výsledky zahraničních výzkumů naznačují, že investiční náklady na pořízení objektu se přibližně rovnají provozním nákladům vynaloženým za deset až dvanáct let jeho používání. Za předpokladu, že budeme objekt využívat po dobu 60 let, je poměr nákladů na pořízení stavebního objektu k nákladům provozním 1:5. Přesto se téměř neřeší provozní aspekt budovaného díla, ale je vyvíjen enormní tlak na co nejnižší pořizovací cenu. V praxi se tak prostředky „ušetřené“ na počátku v budoucnosti vynaloží v podobě zvýšených provozních nákladů. A to často i několikanásobně. Lze tomu zabránit pouze důsledným a komplexním vyhodnocením nákladů po dobu technického života, tj. nákladů životního cyklu (Life Cycle Costs, dále LCC). Ty zohlední u každé verze návrhu objektu náklady jak na pořízení, tak na provoz i likvidaci. Vyhodnocení by mělo být součástí každé dražší komponenty objektu (jde hlavně o předměty představující technické vybavení). Účast facility manažera v projektovém týmu je tedy důležitá již v rané etapě projektu. Jeho odborný posudek nemůže suplovat ani architekt, ani technolog. Důležitější je spolupráce před konfrontací. Architekt je ideovým autorem objektu, technolog a stavař jsou technickými autory, ale pouze facility manažer z titulu své profese může a musí podrobně znát provozní potřeby uživatele. A na rozdíl od architekta se dokáže soustředit i na specifické provozní detaily. Příkladem může být návrh výtahu. Architekt (či stavař) mají jasné technické a estetické požadavky. Naproti tomu facility manažer si musí propočítat rovnováhu mezi náklady na pořízení, např. rychlejšího výtahu, a ztrátami v důsledku neúměrně dlouhého čekání na přepravu (s ohledem na výšku budovy a dislokaci vedoucích a řadových pracovníků po budově) [6].

Facility manažer je chápán jako řídící pracovník, který musí mít schopnosti odborníka s rozsáhlými znalostmi (technickými, procesními, ekonomickými, humánními, ekologickými, psychologickými a etickými). Musí mít dostatečnou praxi a musí denně prokazovat schopnost úsudku a odhadu při řešení často velice složitých vazeb. Certifikovaný facility manažer, který složil zkoušky mezinárodní asociace IFMA, může připojit ke svému jménu titul CFM.

Procesy

V životním cyklu stavebního objektu probíhají rozličné procesy. Facility management může pomoci zavést pořádek do provozu společností, které se stanou uživateli objektů a budou v nich (např. u budov) nebo na nich (např. u silnic) provozovat činnost. Ve společnosti působí různé podnikatelské i nepodnikatelské subjekty. Patří k nim například:

– výrobní podniky,
– dopravní podniky,
– vodohospodářské podniky a instituce,
– státní a veřejnoprávní instituce,
– administrativní centra,
– obchodní centra,
– univerzity, školy, nemocnice,
– finanční instituce,
– kulturní instituce.

Každý z nich provádí hlavní činnosti, které jsou nosné z hlediska výkonu a jsou označovány jako základní předmět podnikání (Core Business). Kromě toho existují činnosti, které vedení společnosti nepovažuje za hlavní, avšak pro vykonávání hlavních činností je nutné je bezpodmínečně zajišťovat. Takové činnosti jsou označovány za podpůrné. Hranice mezi nimi je relativní a pouze management podniku může říci, co je hlavním předmětem jeho zájmu a co patří do podpůrných činností. Co není pro vedení podniku předmětem hlavní činnosti je pro facility management základním předmětem podnikání.

Hlavní činnosti

Hlavní činnost si stanoví každá firma a může být charakterizována jako dominantní, funkční proces, uskutečňovaný organizací za účelem splnění její primární funkce. Podnikatelské subjekty např. vykonávají hlavní činnost pro splnění základního cíle podniku, tj. zisku. Příklady hlavních činností pro různé subjekty:

- škola – výuka žáků,
- univerzita – výuka studentů, výzkum, vývoj a inovace,
- podniky restaurací – stravování hostů,
- stavební podnik – výroba stavebních objektů,
- dopravní podnik – doprava a přeprava osob a zboží,
- nemocnice – péče o pacienty,
- divadlo – pořádání divadelních představení,
- vodohospodářské podniky – péče o vodní díla a vodu,
- podniky ubytovací – ubytování a servis pro hosty.

Podpůrné činnosti

Podpůrné jsou všechny ostatní činnosti, které nejsou součástí hlavního funkčního procesu, ale vytvářejí podmínky pro úspěšný průběh hlavní činnosti. Podle charakteru lze říci, že jde převážně o služby, u nichž je typické úzké propojení s pracovištěm. Proto bývá často facility management zaměňován se správou nemovitostí. Správa nemovitostí je však pouze jednou z mnoha působností facility managementu. Příklady podpůrných činností:

- správa majetku,
- provoz,
- údržba objektu,
- úklid, stravování,
- informatika a telekomunikace,
- bezpečnost a ochrana zdraví při práci,
- administrativa nemovitostí [7].

Činnosti facility managementu lze rozdělit na několik oblastí dle způsobu poskytovaných služeb, uvedeny jsou v *tab. 2*. Do tvrdých (hard) činností lze zahrnout vše, co se klientů dotýká nepřímo. Tedy služby související s technickou částí objektu a výpočetní technikou. Pod měkké (soft) činnosti spadají ty, které se potřeb klientů přímo dotýkají. V administrativních činnostech lze najít odvětví spadající

Tab. 2. Služby, které lze zajistit pomocí facility managementu [3], [5], [8]

Provozní fáze životního cyklu		
služby tvrdé	**služby měkké**	**služby administrativní**
údržba a opravy zařízení	**prostorové plánování**	**správa objektu**
plyn, voda, kanalizace, vytápění	analýza pracoviště	služby nájemníkům, majiteli
ohřev vody, úprava studené vody	standardizace pracovišť	rozpočtování
VZT a klimatizace	stěhování	optimalizace nákladů
elektro		koordinace služeb
osvětlení	**správa inventáře**	sledování smluvních závazků
výtahy, dopravníky, skladiště	skladba prostoru	dokumentace a výkaznictví
bezpečnostní systémy	návrh systému	
centrální dispečerský pult	využití prostor	**účetnictví**
kabeláž a elektrorozvody	dispozice	správa nájmů a vedlejších nákladů
síťová podpora IT		sledování likvidity
požární zabezpečení	**centrální služby**	upomínky
komíny a ventilace	ochrana objektu	předběžný odhad daní a odvodů
úklidová technika a vybavení	recepce	
odpadové hospodářství	úklid interiéru a exteriéru	**správa smluv**
čistírny odpadních vod	úklid sněhu	sjednávání / úprava smluv
	údržba venkovních prostor	management bezpečnostních záruk
řízení technického provozu	poštovní služby	optimalizace nájemních nákladů
objektový technik / správce	kurýrní služby	
nepřetržitý dispečink	autopark	**správa nájmů**
centrální kontrolní systém	občerstvení	návrh nájmů, skladba nájemníků
energetický management	IT a IS	inicializace nájmů
havarijní služba	BOZ objektů a osob	sledování nájmů

pod finanční servis, právní servis, účetnictví, daně a odvody, nájemní agendu či plán obnovy nemovitostí. Tohoto členění lze využít pro sledování nákladů, které spadají k příslušným činnostem.

Náklady

Při stanovení pořizovací ceny stavebního díla se stále naléhavěji ukazuje nutnost zohlednit účelnost a životnost stavebního díla. Na řadu pak přichází rozhodování o tom, zda investovat do levnější stavby s kratší životností a účelností nebo naopak do stavby dražší s dlouhou životností a dlouhodobým využitím [9]. Pro optimální řešení nákladů životního cyklu stavebního díla, tzn. od přípravy projektu, vypracování projektové dokumentace, vlastní realizace stavby, poskytování služeb v období provozu až po likvidaci objektu, lze s výhodou využít podporu facility managementu.

Předinvestiční fáze

Je nejdůležitější částí životního cyklu stavby. Odpovídá za ni investor představovaný svým vrcholovým managementem. Definují se v ní cíle, rozsah, specifikace a měřitelná kritéria, která určují, čeho se má dosáhnout, a způsob řešení, který povede k dosažení cílů. Vypracovává se studie proveditelnosti, hodnotí se předpokládané náklady a přínosy. Investor rozhoduje, zda jsou navržené cíle za daných podmínek proveditelné a zda se výstavba bude realizovat. Je zřejmé, že v týmu, který připravuje podklady pro rozhodování investora, musí být přítomen facility manažer.

Investiční fáze

V této fázi se rozhoduje o pořizovacích nákladech a lze je tedy maximálně ovlivnit. Projektová dokumentace určuje objemově dispoziční a materiálové řešení stavebního objektu, jímž jsou podmíněny pořizovací náklady, ale také většina provozních nákladů. O budoucí výši pořizovacích a ve vztahu k nim i základních provozních nákladů stavebního objektu v projektové fázi investičního procesu rozhodují:

- přímo investor (stavebník), developer, zhotovitel projektové dokumentace (architekt, projektant), facility manažer;
- nepřímo platné normy, státní a jiné pobídky.

Ve fázi projektování je rozhodnuto téměř o 50 % budoucích provozních nákladů [10].

Provozní fáze

Provozní náklady jsou souhrnem nákladů vynaložených na fungování stavebního objektu po celou dobu jeho používání. Jde o náklady na všechny podpůrné činnosti, které spo-

lečně zajišťují, aby stavební objekt plnil účel, pro který byl realizován.

Můžeme je členit na základní a účelové. Základní provozní náklady spojené s podpůrnými činnostmi jsou ty, které zajišťují bezporuchový provoz stavebních objektů a technických a technologických zařízení ve stavebním objektu instalovaných. Ke snížení těchto nákladů může efektivně přispět facility management. Členění základních provozních nákladů je pro všechny stavební objekty stejné. Jsou to náklady na vytápění, ohřev vody, elektrickou energii, vodné a stočné, odvoz smetí, pojištění majetku, úklid objektu, klimatizaci, daň z nemovitostí, odpisy, drobné opravy a údržbu, opravy a údržbu pro zajištění menší poruchovosti, delší životnosti a kvalitnější technické funkčnosti.

Účelové provozní náklady jsou závislé na základní činnosti subjektu, který je ve stavebním objektu situován. Jsou podmíněny účelem, pro který byl subjekt vytvořen.

Z výčtu činností je patrné, že je třeba sledovat komplexní provozní náklady na všechny služby, které jsou podpůrnými činnostmi. Náklady výrazně ovlivňují efektivitu výkonu společnosti.

Likvidační fáze

V poslední fázi vznikají náklady určené na odstranění stavebního objektu, případně technologie.

Využití

Principy facility managementu lze využít v průběhu životního cyklu u různých stavebních objektů. V současné době se uplatňuje zejména při provozování pozemních staveb, kde je řízení podpůrných činností nejsložitější. Ukazuje se však, že provozní fáze životního cyklu inženýrských staveb, např. dopravních nebo vodohospodářských, vyžaduje součinnost facility managera. U pozemních staveb je metodika aplikace facility managementu již poměrně propracovaná, pro ostatní typy staveb je třeba vybrat speciální postupy a ty aplikovat.

Je zřejmé, že pro řízení procesů a nákladů v dopravních areálech, dopravní infrastruktuře, u vodohospodářských soustav a vodních staveb je přítomnost facility managera v projektovém týmu velmi důležitá. Nejenom proto, že budoucí provozní náklady děl, o které facility manažeři pečují, jsou založeny již v předinvestiční a investiční fázi životního cyklu stavebního díla.

Dopravní infrastruktura

Na nové dopravní stavby se v poslední době vynakládají v České republice značné prostředky. Podstatnou část tvoří investice do dálnic a silnic. Vlastníkem dálnic a silnic I. tříd je stát, silnic II. a III. tříd příslušný kraj. Majitelem místních komunikací je obec, na jejímž území se místní komunikace nacházejí. Účelové komunikace má ve vlastnictví právnická nebo fyzická osoba. Vlastnické právo státu k dálnicím a silnicím I. třídy vykonává ze zákona Ministerstvo dopravy ČR. Výkonem vlastnických práv státu k dálnicím a silnicím I. třídy pověřilo státní příspěvkovou organizaci Ředitelství silnic a dálnic ČR. Správa, údržba a opravy těchto silnic je celoplošně zajišťována třinácti Správami ŘSD ČR. Vlastní výkony údržby a oprav jsou zajišťovány dodavatelsky na základě výběrových řízení. Správu, údržbu a opravy silnic II. a III. tříd zajišťují jednotlivé kraje [11].

Investice na výstavbu dopravní infrastruktury jsou podporovány i dotacemi z Evropské unie, zpravidla se však nevztahují na opravy a údržbu. Je tedy vhodné již v počátku propočítat budoucí provozní náklady a použít je jako jedno z kritérií pro rozhodnutí o investici. Při výběru zhotovitele ve veřejné soutěži je často hlavním kritériem pouze pořizovací cena díla, a tedy do rozhodování zpravidla nevstupuje jako další kritérium výše předpokládaných provozních nákladů. Prostředky na údržbu a opravy se hledají až při operativním řízení provozu dopravní infrastruktury, což bývá problematické. Charakteristika silniční sítě je uvedena v *tab. 3*. Údaje *tab. 4* a *tab. 5* dokládají důležitost investic do silniční sítě.

Tab. 3. Charakteristika silniční sítě [12]

Kategorie pozemní komunikace	Délka	
	[km]	[%]
dálnice	740,9	1
rychlostní silnice	427,3	1
silnice I. třídy	5 825,9	11
silnice II. třídy	14 628,7	26
silnice III. třídy	34 133,7	61
celkem	**55 552**	100

Tab. 4. Celkové investiční výdaje do dopravní infrastruktury [13]

Dopravní infrastruktura	2005	2006	2007	2008	2009	2010
	[mil. Kč]					
celkem	64 077,70	58 695,20	61 790,90	82 996,10	76 325,30	61 490,30
silniční[1)]	42 137,00	42 267,50	41 460,60	50 962,00	52 524,00	43 494,00
silniční/celkem [%]	65,8	72,0	67,1	61,4	68,8	70,7

[1)] dálnice a silnice I., II. a III. třídy

Tab. 5. Celkové výdaje na opravy a údržbu dopravní infrastruktury [13]

Dopravní infrastruktura	2005	2006	2007	2008	2009	2010
	[mil. Kč]					
celkem	17 996,70	22 978,40	23 870,30	24 469,90	25 575,10	26 466,70
silniční[1)]	10 435,70	15 423,20	16 369,50	15 257,20	15 300,40	16 941,90
silniční/celkem [%]	58,0	67,1	68,6	62,4	59,8	64,0

[1)] dálnice a silnice I., II. a III. třídy

Ve smyslu platné legislativy se pod pojmem investice rozumí vybudování nové silnice nebo její celková úprava (nový podklad, vozovka, obrubníky atd.). Podle vyhlášky MDS č. 104/1997 Sb.: *„Cílem údržby a oprav je odstranit závady ve sjízdnosti, opotřebení nebo poškození komunikace, jejích součástí a příslušenství. Rozsah a způsob provedení závisí na vyhodnocení výsledků prohlídek, popř. na doporučeních systému hospodaření s vozovkou.“* Údržbou se myslí obnovení vodorovného značení, odstranění výtluků apod., opravou pak souvislý kus vozovky, sanace mostních pilotů apod. [14].

Z uvedeného vyplývá, že činnosti facility manažera v provozní fázi dopravních staveb (dálnic a silnic I., II. a III. třídy) vykonává pro vlastníky těchto staveb Ředitelství silnic a dálnic. Spolupráce s investory a projektanty dálnic a silnic v počátečních fázích projektů a s vlastníky ve fázi provozování díla není bez problémů, neboť v současné době vyvstávají požadavky na zajištění oprav a údržby dálnic a silnic zejména po finanční stránce.

Vodohospodářská díla

V předinvestiční fázi životního cyklu vodohospodářských staveb (podobně jako u dopravních staveb) se zpravidla nevyužívá podpory metod facility managementu. Jak se však ukazuje, začleněním facility manažera do projektového týmu od počátku životního cyklu stavebního objektu lze podstatně zefektivnit provoz a snížit náklady. Vlastníkem vodohospodářských děl je stát podobně jako u dopravních staveb. V tomto případě provádějí facility management pro vlastníka zpravidla podniky Povodí.

Software pro správu nemovitostí

Pro podporu facility managementu jsou vyvíjeny softwarové produkty, které slučují grafickou i datovou základnu. Na trhu je v dnešní době řada programů. Uvedeme jen některé z nich s odkazem na internetové stránky:

- Archibus od ARCHIBUS, Inc. (www.archibus.cz, www.archibus.com)
- AMI od HSI, s. r. o. (www.hsi.cz)
- Benefit 2000 PLUS od Benefit CZ, s. r. o. Součástí aplikace je modul údržby a obnovy – Buildpass provozovaný na základě licence Fakulty stavební ČVUT v Praze (www.benefitcz.cz)
- FaMa od TESCO SW, a. s. (www.tescosw.cz)
- Systém pasportizace od INTAST, s. r. o. (www.intast.cz)
- Sitewell EIRA® RM od Sitewell, s. r. o. (www.sitzewell.cz)

Většina jich obsahuje obecné moduly, které si uživatel upravovuje podle své potřeby. Některé podniky přiměla situace k tomu, že si vytvořily vlastní software [17].

Závěr

Facility management se vyvíjí v České republice velmi dynamicky. Postupně je zaváděn ve velkých organizacích s cílem optimalizovat podpůrné procesy a náklady v provozní fázi stavebního díla, které organizace vlastní, mají je pronajaté nebo ve správě. Vznikají speciální organizace, které zpracovávají projekty pro zavádění facility managementu do praxe a tyto projekty realizují. Jak je zřejmé, komplexní problematika péče o stavby, zejména v provozní fázi životního cyklu stavebního díla, se netýká jen pozemních staveb (obytných budov, administrativních budov apod.), ale také inženýrských staveb (dopravních, vodohospodářských apod.). Zejména v době, kdy je tlak na výrazné snižování nákladů na výstavbu nových objektů, se ukazuje potřeba již v přípravné fázi investičních projektů přizvat do projektového týmu facility managera, který je schopen do návrhu stavebního díla promítnout předpokládané potřeby a náklady v provozní fázi celého životního cyklu.

Článek vznikl za podpory projektu specifického výzkumu FAST-S-11-61 „Ekonomické aspekty přípravy, realizace a provádění stavebních projektů“ na VUT v Brně.

Literatura

[1] Pícka, V. – Tichý, Z.: Facility management a možnost ovlivnění nákladů v životním cyklu stavebního objektu. In: Cena, životnost a ekonomická efektivnost stavebního díla, 2007, s. 6. ISBN 978-80-214-3403-5

[2] AACE International: Recommended Practices, Morgantown, WV, 2004. ISBN 1-885517-28-9

[3] Mikš, L. – Tichá, A. – Košulič, J. – Mikš, R.: Optimalizace technickoekonomických charakteristik životního cyklu stavebního díla. Monografie, 2008, s. 196. ISBN 978-80-7204-599-0

[4] Vyskočil, V. K.: Facility management: procesy a řízení podpůrných činností. Příbram, Professional publishing 2009, 176 s. ISBN 978-80-86946-97-9

[5] Pícka, V.: Facility management budovy ve veřejné správě. [Diplomová práce], VUT v Brně, 2007, 92 s.

[6] Štrup, O.: Facility management. Automa, 2003, č. 11, [cit. 2011-04-19]. www.odbornecasopisy.cz

[7] Somorová, V. a kol.: Optimalizácia nákladov spravovania stavebných objektov metódou facility managementu. STU Bratislava, 2007, 196 s. ISBN 978-80-227-2782-2

[8] Vyskočil, V. K. – Štrup, O.: Podpůrné procesy a snižování režijních nákladů (Facility management). Praha, Professional publishing 2003, 288 s. ISBN 80-86419-45-2

[9] Tichá, A.: Cena, životnost a ekonomická efektivnost stavebního díla. In: Cena, životnost a ekonomická efektivnost stavebního díla, 2007, s. 6. ISBN 978-80-214-3403-5

[10] Somorová, V.: Facility management metóda efektívneho spravovania budov. STU Bratislava, 2006, 86 s. IBSN 80–227-2445–9

[11] Ředitelství silnic a dálnic ČR [cit. 2011-10-16]. Údržba komunikací. www.rsd.cz/Udrzba-komunikaci?Open&lng=CZ

[12] ww.rsd.cz/sdb_intranet/sdb/download/prehledy_2011_7_cr.pdf

[13] www.sydos.cz/cs/rocenka-2010/rocenka/htm_cz/obsah2.html

[14] Vyhláška MDS č. 104/1997 Sb., o pozemních komunikacích. www.mikrat.cz/files/VHL_104-1997.pdf

[15] ČSN EN 15221-1. Facility management – Část 1: Termíny a definice. [s. l]. ČNI, 2007, 19 s.

[16] ČSN EN 15221-2. Facility management – Část 2: Průvodce přípravou smluv o facility managementu. [s. l] , ČNI, 2007, 82 s.

[17] Tichý, J.: NEMO: Informační systém pro správu nemovitostí. [Sborník], seminář „Management stavebnictví“, Brno, CERM 2008, s. 107-111. ISBN 978-80-7204-580-8

STAVEBNÍ OBZOR
ROČNÍK 20 ČÍSLO 6/2012

Navigace v dokumentu

OBSAH

Novotná, E. – Janda, T. – Špačková, O.
Počítačové modelování interakce nadložních staveb s postupující ražbou tunelu **159**

Wünsche, M.
Zesilování a disipativní charakteristiky hliněných zdí při cyklickém zatížení **165**

Kočí, J. – Kočí, V. – Maděra, J. – Fiala, L. – Jerman, M. – Pavlík, Z. – Černý, R.
Počítačová simulace a experimentální ověření efektivního součinitele tepelné vodivosti dutinových cihel **169**

Pavlík, Z. – Žumár, J. – Pavlíková, M. – Černý, R.
Využití Boltzmannovy transformace pro stanovení parametrů transportu vodní páry ve stavebních materiálech **173**

Vlček, J. – Tomková, V. – Martinec, P.
Strusky z výroby železa a oceli a jejich objemová stabilita **177**

Kočí, V. – Maďera, J. – Čy, R.
Vliv tepelných a vlhkostních parametrů střepu na energetickou bilanci obvodových plášťů z děrovaných cihel **188**

Počítačové modelování interakce nadložních staveb s postupující ražbou tunelu

Ing. Eva NOVOTNÁ, Ph.D.
Ing. Tomáš JANDA, Ph.D.
Ing. Olga ŠPAČKOVÁ
ČVUT v Praze – Fakulta stavební

Při sledování vlivu ražby tunelu na sedání nadložních vrstev horniny je nutno zohlednit vliv interakce horniny se stavbami na povrchu. V článku je popsán efektivní model umožňující tuto interakci sledovat i v případě velkých a nerovnoměrných poklesů.

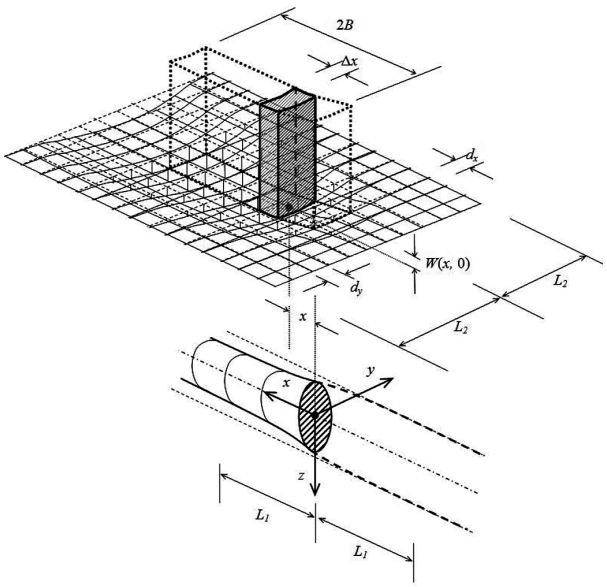
Computational modelling of the interaction between surface structures and advancing tunnel drifting

While monitoring the impact of tunnel drifting on the settlement of the overlying rock layers, the influence of interactions of rock with buildings on the surface must be taken into account. The article describes an effective model which enables us to observe this interaction even in the case of big and unequal subsidence rates.

1. Úvod

Při stavbě tunelů v zastavěných oblastech je sledovanou oblastí zejména vliv ražby na nadložní stavby. Deformace nadložních staveb jsou závislé na tvaru poklesové kotliny způsobené ražbou. Ukazuje se, že je důležitá zejména velikost nadložní stavby a její postavení vzhledem k ose tunelu. V článku [2] jsou popsány možnosti předpovědi tvaru poklesové kotliny a způsoby stanovení největších přípustných deformací nadložních staveb.

Neopomenutelný vliv na tvar poklesové kotliny má interakce stavby na povrchu s nadložím tunelu. Způsob výpočtu poklesu stavby je popsán ve druhém oddílu (*obr. 1*). Příklad jednoduchého nosníku pak ilustruje vývoj tvaru poklesové kotliny v jednotlivých fázích ražby tunelu procházející pod nadložní stavbou. Výpočet v případě velkých, a zejména nerovnoměrných poklesů, zohledňuje nelineární chování, kdy dochází k oddělení zeminy od konstrukce.



Obr. 1. Tvar poklesové kotliny způsobené ražbou tunelu pod stavbou

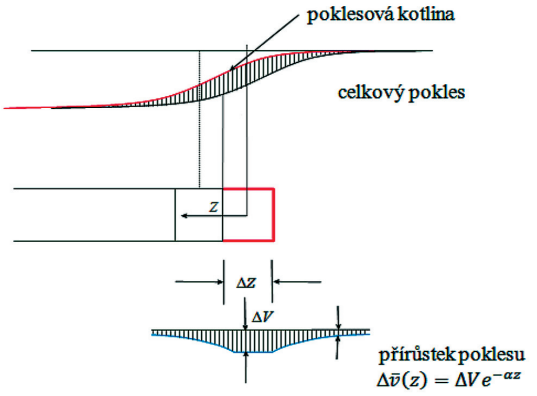
Výpočet tvaru poklesové kotliny je možný pomocí matematického modelování, např. metodou konečných prvků (MKP). Podrobný třírozměrný (3D) model by byl časově velmi náročný, ne-li neproveditelný. Ve třetím oddílu je krátce popsán dvourozměrný model popisující analyticky chování zeminy ve směru třetího rozměru (značeno 2D3D), který díky jednoduchosti co do počtu konečných prvků, představuje vhodný nástroj pro tento výpočet. Díky malému množství prvků se zkrátí výpočetní čas na minimum. Tento model je z pohledu MKP 2D v příčném profilu raženého tunelu s tím, že popisované vlastnosti jsou analyticky rozvedeny do podélného směru. Tím vznikne 3D popis chování zeminy [1].

Čtvrtý oddíl je věnován možnostem využití bayesovské statistické metody, která umožňuje aktualizovat apriorně stanovené parametry 2D3D modelu prostřednictvím věrohodnostní funkce na základě měření posunů in situ.

2. Názorná představa o dopadu ražby na nadložní stavby

Tvar poklesové kotliny způsobené ražbou tunelu je znázorněn na *obr. 2*. Přírůstek poklesu způsobený vyražením segmentu se dá velice dobře vyjádřit funkcí ve tvaru

$$\Delta\bar{v}(z) = \Delta V \exp(-\alpha z)\,. \qquad (1)$$

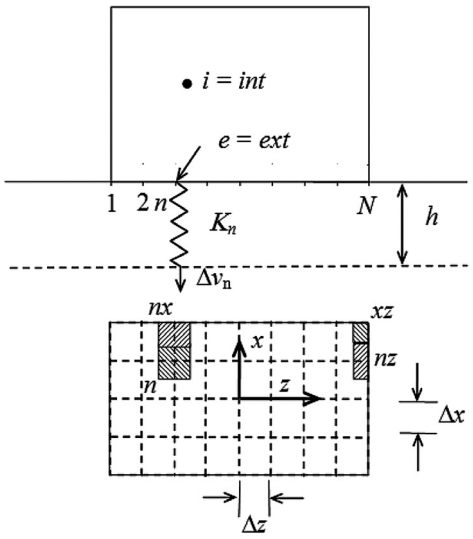


Obr. 2. Tvar poklesové kotliny způsobené ražbou tunelu

Apriorní odhad parametru a lze získat z materiálových vlastností horninového prostředí. K aposteriornímu zpřesnění této hodnoty slouží výsledky extenzometrického měření.

Pro výpočet interakce lze vyjádřit tuhost podloží pomocí fiktivních podpor („pružin“) s využitím známého dvouparametrického modelu. Vnitřní podpory vystihují tuhost prostředí v tlaku (oedometrickou), krajní podpory pak vliv smyku [3].

$$\begin{aligned} K_n &= C_1 \Delta x \Delta z \,, \\ K_{nx} &= (C_1 \Delta x/2 + \sqrt{C_1 C_2})\Delta z \,, \\ K_{nz} &= (C_1 \Delta z/2 + \sqrt{C_1 C_2})\Delta x \,, \\ K_{nz} &= \sqrt{C_1 C_2}\,(\Delta x + \Delta z)/2 + \Delta x \Delta z/4 C_1 + 3C_2/4 \,. \end{aligned} \tag{2}$$



Obr. 3. Stavba na pružném podloží

Vyjádříme pokles vrcholu klenby *i*-tého segmentu, který je způsoben poklesem ΔV právě raženého segmentu *obr. 2* jako

$$\Delta \mathbf{v}(x_i,h,z_i) = \Delta V\{\eta_1, \eta_2, \ldots, \eta_l\}^T = \Delta V \boldsymbol{\eta} \,, \tag{3}$$

kde $\boldsymbol{\eta}$ je vektor vyjadřující průběh poklesu tunelu v jeho vrcholu ve směru osy *z*.

Podmínky rovnováhy vyjadřující interakci sil působících mezi vrchní stavbou a nadložím tunelu a vyvolaných deformacemi tunelu v hloubce *h* od úrovně základové spáry vyjádříme ve tvaru

$$\begin{bmatrix} \mathbf{K}_{ii} & \mathbf{K}_{ie} \\ \mathbf{K}_{ie}^{\,T} & \mathbf{K}_{ee} + \mathbf{K}_z \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \mathbf{v}_i \\ \Delta \mathbf{v}_e \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ \mathbf{K}_z \boldsymbol{\eta} \end{Bmatrix} \Delta V \,, \tag{4}$$

kde

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{ii} & \mathbf{K}_{ie} \\ \mathbf{K}_{ie}^{\,T} & \mathbf{K}_{ee} \end{bmatrix} \tag{5}$$

je matice tuhosti konstrukce rozdělena na čtyři submatice a K_z je matice tuhosti horninového prostředí s prvky definovanými v (2).

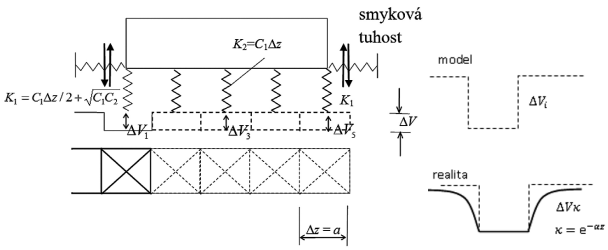
Princip sledování interakce

Pro ilustraci postupu výpočtu jsme zvolili jednoduchý model, v němž je nadzemní stavba nahrazena nosníkem a tvar podélné deformace v koruně tunelu po jeho segmentech stupňovitou funkcí. Kdo má rád názor, může si představit, že konstrukce tunelu i obklopující prostředí má zanedbatelnou smykovou tuhost. K vystižení reálného stavu slouží 2D3D model popsaný ve třetím oddílu. Podrobný výpočet je proveden na základě těchto předpokladů:

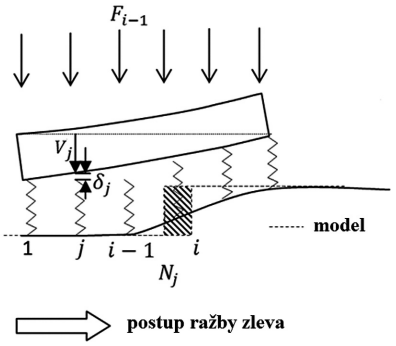
– horninové prostředí se chová pružně;

v základové spáře nemůže dojít k oddělení konstrukce od jejího podloží.

Výpočet probíhá standardním způsobem. Vzniklá nepřijatelná tahová síla narušuje rovnováhu skutečného stavu (*obr. 5*) a musí být odstraněna iterací podmínek rovnováhy (3).



Obr. 4. Model interakce nosníku s podložím při procházející ražbě



Obr. 5. Schéma nosníku na pružném podloží, pod nímž právě prochází ražba tunelu.

Příklad výpočtu 1

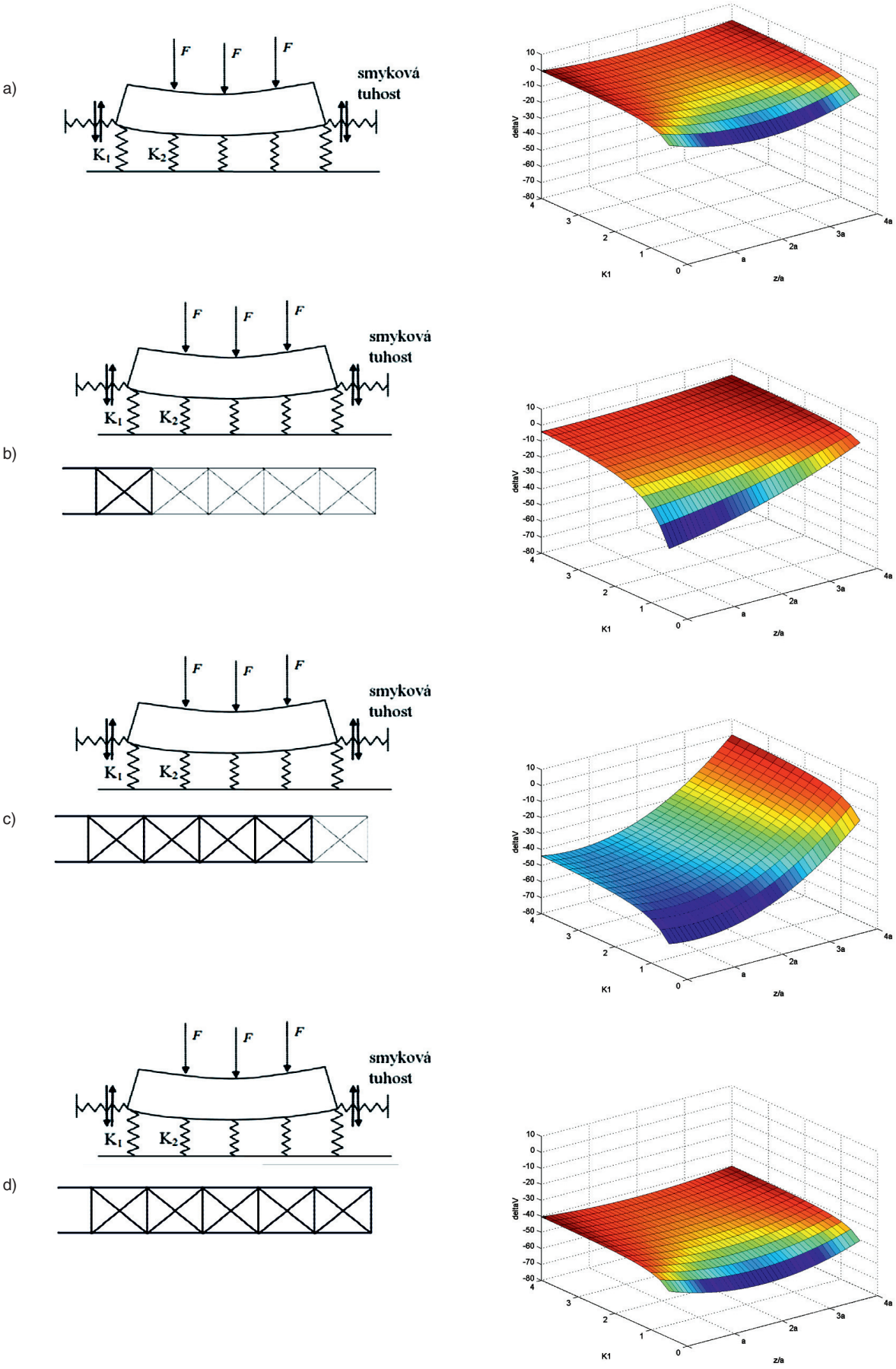
Prvním krokem výpočtu je stanovení sil v podporách od účinků vlastní tíhy a též výchozí tvar deformované základové spáry před započetím ražby. Tento stav je znázorněn na *obr. 6a*, který představuje souhrnný výsledek parametrické studie. V ní je oedometrická tuhost K_1 proměnná a smyková tuhost K_2 se s ní mění v poměru $K_2/K_1 = 1{,}58$. Výsledný tvar poklesů v základové spáře po ražbě prvního segmentu ukazuje *obr. 6b*. Parametrická výsledná deformace základové spáry po ražbě segmentů je na *obr. 6c* a konečný stav pak zachycuje (opět v rámci parametrické studie) *obr. 6d*.

Pro pevně stanovené materiálové parametry (zde konstanta K_1) představuje řez jednotlivými plochami pro K_1 = konst. průběh deformované základové spáry.

3. Zjednodušený 2D3D model pro popis chování zeminy v okolí raženého tunelu

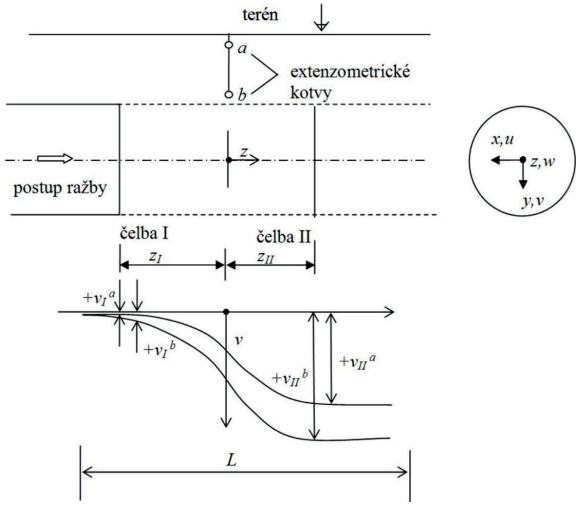
V reálném (horninovém) prostředí nelze vliv smykové tuhosti zanedbat a je třeba vektor příčinků poklesů $\boldsymbol{\eta}$ vyjádřit přesněji. K tomu slouží 2D3D model.

Z extenzometrického měření lze získat příčinkové funkce svislých posunů v závislosti na vzdálenosti z tunelové čelby od svislice extenzometrických kotev (*obr. 7*). Za předpokladu, že v dostatečně dlouhém úseku *L*, v němž se uplatní vliv ražby, se heterogenita a anizotropie materiálu projeví pouze v rovině *xy*, zatímco v podélném směru prostředí nemění své fyzikální vlastnosti, můžeme získat průběh posunů v okolí

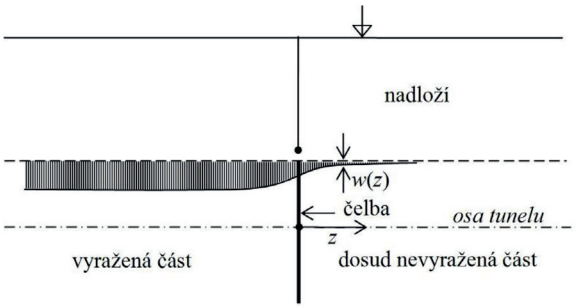


Obr. 6. Výsledné tvary základové spáry objektu v jednotlivých fázích ražby tunelu

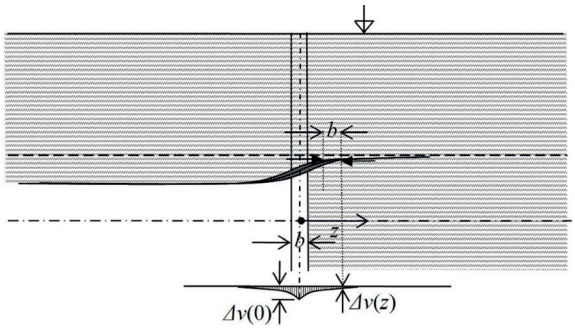
okamžité polohy tunelové čelby překlopením křivek na *obr. 7* kolem osy *x* v místě extenzometru, pod nímž se právě nachází čelba (*obr. 8*). Za předpokladu homogenity ve směru *z* se v důsledku ražby segmentu o tloušťce *b* křivka celkového posunutí pouze přesune vpravo, jak patrno z *obr. 9*.



Obr. 7. Extenzometrické měření posunů v různých hloubkách pod terénem



Obr. 8. Průběh svislého posunu vrcholu klenby vzhledem k poloze čelby



Obr. 9. Změna průběhu posunutí vlivem ražby segmentu b

Z rozdílu posunů vyjádřených oběma křivkami lze bez ohledu na materiálové vlastnosti zjistit přírůstek posunutí vyvolaný ražbou segmentů

$$\Delta v(z) = v(z - b) - v(z) = v(z - b/2) - v(z + b/2)\,. \qquad (6)$$

Při praktické aplikaci se nejprve vyhladí extenzometricky naměřený polygon svislých posunů pomocí „spline“ funkcí vytvořených pomocí l'Hermitových polynomů. Následně se provede odečet podle vztahu (1) a obě větve křivky Δv se aproximují funkcemi

$$\Delta v = \begin{cases} a' \exp(\alpha' z), & \text{pro } z < 0 \\ a \exp(-\alpha z), & \text{pro } z > 0\,. \end{cases} \qquad (7)$$

Podrobnosti výpočtu lze nalézt v [1] a [4].

4. Bayesovská aktualizace parametrů modelu pomocí extenzometrických měření

Parametry 2D3D modelu, tj. parametr α a materiálové parametry, mohou být kalibrovány v rámci extenzometrických měření. V této části je prezentována kalibrace parametru α a přírůstku vertikálního posunu od výrubu jednoho segmentu Δv_o, ze kterého mohou být dále odvozeny materiálové parametry, přičemž θ je vektor parametrů modelu, jež chceme kalibrovat, tj. $\theta = \{\Delta v_o, \alpha\}$.

Pro kalibraci je použita pravděpodobnostní metoda bayesovského odhadu, která umožní kombinovat apriorní expertní odhad s reálnými měřeními. Pravděpodobnostní popis parametrů umožňuje kvantifikaci nejistot v jejich odhadu a modelování náhodného chování horninového prostředí při ražbě tunelu.

Kroky Bayesovské analýzy:

– stanovení apriorního pravděpodobnostního rozdělení parametrů modelu $p(\theta)$;
– výpočet věrohodnostní funkce (likelihood function) parametrů θ s ohledem na naměřené hodnoty označené jako *obs*. Věrohodnostní funkce je vyjádřena

$$L(\theta|obs) = \Pr(obs|\theta); \qquad (8)$$

– výpočet aposteriorního odhadu rozdělení pravděpodobnosti parametrů θ, který je poměrný k součinu apriorní hustoty pravděpodobnosti a věrohodnostní funkce

$$p(\theta|obs) \propto L(\theta|obs)\, p(\theta); \qquad (9)$$

– aposteriorní odhad musí být dále znormalizován tak, aby platilo, že integrál hustoty pravděpodobnosti $p(\theta|obs)$ přes celou doménu θ je roven jedné.

Veškeré výpočty prezentované v této části jsou prováděny v diskrétním prostoru, tj. všechny náhodné veličiny (parametry modelu) jsou diskretizovány a výpočty s nimi jsou prováděny jako maticové operace.

Vertikální deformace podél osy tunelu mohou být vypočteny pomocí jednoduchých analytických vztahů. Celkový posun ve vzdálenosti z od tunelové čelby, $v_i(z)$ je roven

$$\begin{aligned} v_i(z) &= \left(1 - \frac{1}{2}\exp(-\alpha z)\right) v_o\,, \quad \text{pro } z > 0\,, \\ v_i(z) &= \left(\frac{1}{2}\exp(\alpha z)\right) v_o\,, \quad \text{pro } z < 0\,, \end{aligned} \qquad (10)$$

kde Δv_o a α jsou kalibrované parametry modelu a v_o je maximální posun ve vzdálenosti $z \to \infty$, který je vyjádřen vztahem, ve kterém *b* označuje délku vyraženého záběru

$$v_o = \frac{2\Delta v_o}{\exp\left(\alpha\frac{b}{2}\right) - \exp\left(-\alpha\frac{b}{2}\right)}\,. \qquad (11)$$

Pro orientaci osy z je zachována konvence z předchozích částí. Předpokládáme, že parametr α je stejný před čelbou i za ní, tj. že $\alpha^+ = \alpha^-$.

Příklad výpočtu 2

K bayesovské aktualizaci využijeme výsledků odhadu parametrů pomocí měření z kotvy extenzometru Ext24 umístěné v hloubce 18,5 m. Základem pro stanovení apriorního rozdělení pravděpodobnosti parametrů α a Δv_o je dvouparametrický model, ze kterého plyne

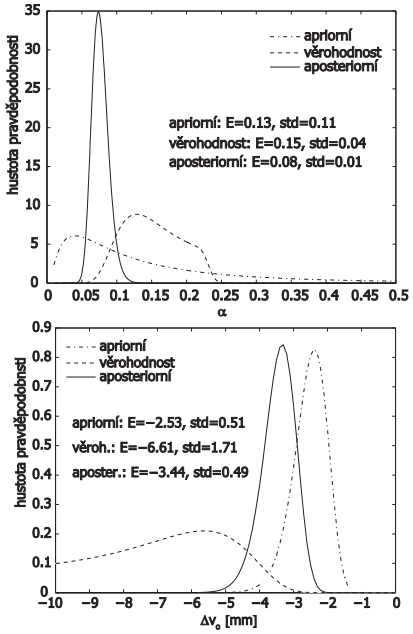
$$\alpha = \sqrt{\frac{C_1}{C_2}}\,, \tag{12}$$

kde jsou náhodné proměnné materiálové konstanty. Pro jednoduchost jsme považovali proměnné α a Δv_o za statisticky nezávislé veličiny, tj.

$$p(\theta) = p(\alpha, \Delta v_o) = p(\alpha)\, p(\Delta v_o) \tag{13}$$

Pro parametr a je na základě expertního odhadu použito lognormální rozdělení $p(\alpha)$ se střední hodnotou 0,13 a směrodatnou odchylkou 0,11. Značná nejistota odhadu tohoto parametru je reflektována velkým rozptylem použitého apriorního rozdělení (*obr. 10a*).

Apriorní rozdělení pravděpodobnosti parametru Δv_o, $p(\Delta v_o)$, bylo stanoveno simulací náhodných materiálových parametrů E, φ a c, pro které byly pomocí 2D3D modelu vypočteny odpovídající posuny Δv_o. Tyto náhodné hodnoty Δv_o byly použity pro nalezení apriorního pravděpodobnostního rozdělení $p(\Delta v_o)$. Pravděpodobnostní rozdělení materiálových parametrů jsou shrnuta v *tab. 1*. Materiálové parametry byly uvažovány jako závislé, závislost byla popsána expertně odhadnutými korelačními koeficienty. Vzhledem k náročnosti výpočtů MKP byla využita metoda LHS (Latin Hypercube Sampling – [3]), která vyžaduje malé množství náhodných realizací proti simulaci Monte Carlo. Na základě výběru 20 náhodných kombinací materiálových parametrů bylo vypočteno 20 hodnot posunů Δv_o, kde každá z nich má, jak vyplývá z podstaty LHS, stejnou pravděpodobnost. Nalezené apriorní rozdělení $p(\Delta v_o)$ je lognormální se střední hodnotou –2,53 mm a směrodatnou odchylkou 0,51(*obr. 10b*).



Obr. 10. Bayesovský odhad parametru
a) α – apriorní odhad, věrohodnostní funkce vypočtená z měření extenzometru Ext24 v hloubce 18,5 m a aposteriorní odhad; b) Δv_o (přírůstek vertikálního posunu od výrubu jednoho segmentu) – apriorní odhad, věrohodnostní funkce vypočtená z měření extenzometru Ext24 v hloubce 18,5 m a aposteriorní odhad

Tab. 1. Rozdělení pravděpodobnosti materiálových parametrů pro stanovení apriorního rozdělení posunu Δv_o

Ukazatel		Pravděpodobnostní rozdělení	Střední hodnota	Směrodatná odchylka
sedimenty	E [MPa]	normal	60	18
	φ [deg]		34	3,4
	c [kPa]		5	2
břidlice	E [MPa]		100	25
	φ [deg]		28	2,8
	c [kPa]		25	10

Věrohodnostní funkce reflektuje při bayesovské analýze informace získané měřením nebo pozorováním. K dispozici je M měření, která jsou označena jako $obs = \{v_{obs,1}, v_{obs,2}, \ldots, v_{obs,M}\}$ a jsou měřena ve vzdálenostech $z_1, z_2, \ldots, z_M$ od čelby tunelu. Věrohodnostní funkce může být interpretována jako pravděpodobnost, že naměřený posun $v_{obs,i}$ ve vzdálenosti z_i od tunelové čelby by byl predikován s použitím určité kombinace parametrů modelu θ. Protože očekáváme normálně rozdělenou chybu v odhadu posunutí, pro množinu pozorování *obs* definujeme věrohodnostní funkci jako

$$L\left(\theta|obs\right) = L\left(\alpha, \Delta v_o|obs\right) = \prod_{i=1}^{M} f_v\left(v_{obs,i}\right)\,, \tag{14}$$

kde $f_v(v)$ je hustota pravděpodobnosti normálního (Gaussova) rozdělení se střední hodnotou $v(z_i,\theta)$ a směrodatnou odchylkou σ; $v(z_i,\theta)$ je posunutí ve vzdálenosti z_i od čelby tunelu vypočtené podle rovnice (8) a (9). Směrodatná odchylka byla zvolena $\sigma = 5$ mm.

Jak je vidět z věrohodnostní funkce parametrů α a Δv_o (ze sdružené hustoty pravděpodobnosti na *obr. 11*), parametry vykazují silnou závislost. Naměřené hodnoty tedy mohou odpovídat situaci, kdy přírůstky deformací Δv_o jsou relativně malé a rovněž útlum deformací podél osy tunelu, popsaný parametrem α, je pozvolný. S rostoucím Δv_o musí být i útlum deformací rychlejší, tj. a větší, aby byly naměřené hodnoty reálné.

V posledním kroku je toto pozorování kombinováno s apriorním odhadem, který výrazně omezuje především možný rozsah přírůstku deformací Δv_o. Díky apriornímu odhadu jsme v podstatě vyloučili vyšší hodnoty Δv_o. Aposteriorní pravděpodobnost má tudíž relativně malý rozptyl (*obr. 11*).

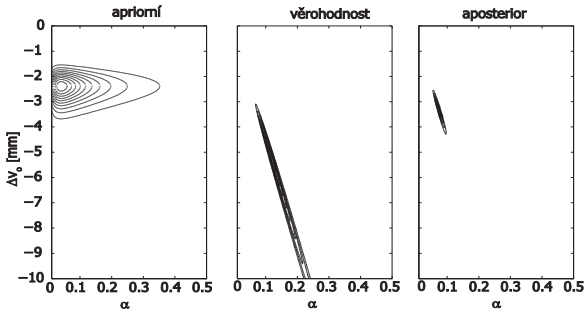
Aposteriorní pravděpodobnost je, v souladu s rovnicí (9), vypočtena

$$p\left(\theta|obs\right) = p\left(\alpha,\Delta v_o|obs\right) = \frac{1}{C} L\left(\alpha,\Delta v_o|obs\right) p\left(\alpha,\Delta v_o\right)\,, \tag{15}$$

přičemž C je normalizační konstanta vypočtená dle

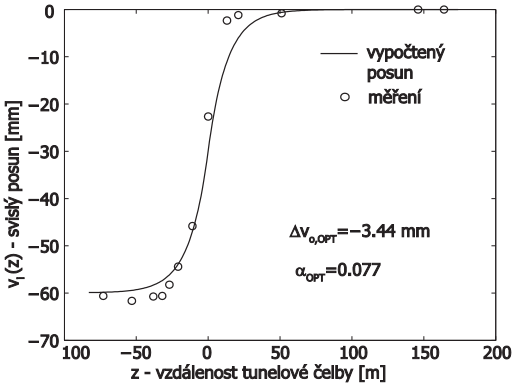
$$C = \sum_{\Omega_{\Delta v_o}} \sum_{\Omega_\alpha} p\left(\alpha,\Delta v_o|obs\right)\,, \tag{16}$$

kde $\Omega_{\Delta v_o}$ a Ω_α jsou definiční obory parametrů Δv_o resp. α.



Obr. 11. Sdružená hustota pravděpodobnosti parametrů Δv_o a α – apriorní odhad, věrohodnostní funkce vypočtená z měření extenzometru Ext24 v hloubce 18,5 m a aposteriorní odhad

Naměřené hodnoty byly porovnány s vypočtenými hodnotami posunů (*obr. 12*). Výpočet byl proveden s použitím středních hodnot aposteriorních odhadů parametrů, které jsou označeny jako α_{OPT} a $\Delta v_{o,OPT}$.



Obr. 12. Porovnání vertikálních posunů vypočtených pomocí aktualizovaných parametrů modelu (tj. pomocí středních hodnot aposteriorních odhadů) s extenzometrickým měřením

5. Závěr

Při stavbě tunelů v zastavěných oblastech je nutné sledovat vliv postupující ražby na stavby na povrchu. Jejich deformace jsou závislé zejména na tvaru poklesové kotliny způsobené postupující ražbou. Její tvar závisí nejen na materiálových vlastnostech horniny v okolí tubusu tunelu a použité metodě ražby tunelu, ale v jednotlivých fázích ražby i na interakci horniny s konstrukcí na jejím povrchu. V článku byla ukázána možnost počítačového modelování této interakce a ilustrována jednoduchým příkladem nosníku. Model zohledňuje i nelineární chování systému (odtržení konstrukce od základové spáry). Tohoto modelu je možno využít ke kalibraci vstupních hodnot poklesů do navrženého 2D3D modelu pro výpočet chování horniny v okolí čelby raženého tunelu. Model je velmi efektivní při výpočtech zahrnujících pravděpodobnostní přístup. Zejména při použití postupů založených na metodě Monte Carlo (včetně modifikací, jako je např. LHS), je nutné zkrátit výpočetní čas na minimum. V posledním oddílu je navržena i možnost využití bayesovského přístupu ke zpřesnění modelových parametrů.

Článek vznikl za dílčí podpory projektu TA01030245 GA ČR a přispění MŠMT ČR v rámci výzkumného záměru MSM 6840770001.

Literatura

[1] Špačková, O. a kol.: Computational models for tunnel risk assessment. ČVUT v Praze, 2011.
[2] Ebermann, T. – Hort, O. – Křístek, V. – Rozsypal, A.: Deformace povrchu terénu a budov způsobené ražením mělkých tunelů část 1. Tunel, 4, 2010, s. 4-14.
[3] Bittnar, Z. – Šejnoha, J.: Numerical Methods in Structural Mechanics. ASCE Press USA &Thomas Telford UK, 1996.
[4] Janda, T. – Šejnoha, M. – Šejnoha, J.: Improved Modeling of Tunnel Excavation with Two-dimensional Finite Elements Recent Developments. Structural Engineering. Mechanics and Computation [CD-ROM], Rotterdam, Millpress 2007.

Zesilování a disipativní charakteristiky hliněných zdí při cyklickém zatížení

Ing. Martin WÜNSCHE
AV ČR – Ústav teoretické a aplikované mechaniky, v.v.i.

Poškození zdiva je nejrozšířenějším typem poruchy, příčinou ztráty použitelnosti a seizmické kapacity budovy. Díky tomu byla nastolena otázka nutnosti posilování stěn vhodnými technikami, aby byla zvýšena seizmická kapacita, a zároveň i disipace energie konstrukce.

Strengthening and dissipative characteristics of earthen walls under cyclic load

The damage of structural masonry walls is one of the most widespread harming injuries and the cause of the loss of serviceability and seismic capacity for a building. It has brought to light the necessity to strengthen them with reinforcing systems in order to achieve their upgrading to the necessary seismic and energy dissipation capacity.

Úvod

Velká část staveb v Evropě, které řadíme ke kulturnímu dědictví, má opakující se nebo podobný konstrukční systém, tvořený zděnými obvodovými zdmi a dřevěnými stropními konstrukcemi. Postupem času se ukázalo, že tyto konstrukční celky jsou velice zranitelné vůči seizmickému zatížení. Je tedy vhodné hledat takové způsoby vyztužení, při kterých nebude dosaženo ztráty kulturní hodnoty movité památky, ale co je také důležité, nebude docházet ke ztrátám na lidských životech.

V laboratoři Ústavu teoretické a aplikované mechaniky AV ČR byl v rámci evropského projektu NIKER (New Integrated Knowledge based approaches to the protection of cultural heritage from Earthquake – induced Risk) proveden výzkum chování hliněných zděných konstrukcí při seizmickém zatížení. Jednotlivé vzorky byly vystaveny kombinaci svislého tlaku a cyklického vodorovného zatížení působícího v hlavě stěny. Bylo sledováno chování původních nevyztužených konstrukcí, a následně hledána optimální varianta zesílení neporušeného a porušeného zdiva. U všech vzorků bylo provedeno zesílení na obou površích. Výsledky měření všech typů vyzkoušených vzorků mohou sloužit pro preventivní posílení zdiva v oblastech s vysokým rizikem seizmického zatížení a také pro opravu zdiva poškozeného trhlinami [1].

Zkušební sestava a vzorky

Materiálové vlastnosti

Pro účely zkoušek byly připraveny hliněné cihly o rozměrech 240x115x71 mm. Materiálové vlastnosti byly stanoveny na základě laboratorních testů, charakteristické vlastnosti výztužných polyesterových sítí viz *tab. 1* [5], [6]. Malta byla ze stejného materiálu jako pro výrobu cihel.

Zkušební vzorky

K testování byly použity malé stěny o rozměrech (tloušťka x šířka x výška) 240x1 050x1 295 mm. Pro lepší manipulaci byly vyzděny do ocelového profilu U300, ve kterém byla vytvořena montážní oka. Celá stěna byla poté jeřábem uložena do zkušebního zařízení.

Prvním testovaným vzorkem byl nevyztužený stěnový element. Po následném vzniku deformací byla pro experimentální část na oba jeho povrchy aplikována výztužná polyesterová geosíť a byla provedena nová zkouška (*obr. 1c*). V dalším postupu bylo provedeno posílení neporušeného vzorku výztužnými polyesterovými geosítěmi Miragrid GX 35/35 (TENCATE).na obou površích. Vzorek nebyl před aplikací zesílení porušen trhlinami ani jinými dislokacemi. Poté byla na jeho povrch nanesena cca 2 cm tlustá vrstva hliněné omítky [2]. Vzorky hliněných stěn uvádí *obr. 1*.

Tab. 1. Vlastnosti materiálů

Název	Vlastnosti			
	ρ [kgm^{-3}]	pevnost v tahu [MPa]	pevnost v tlaku [MPa]	E [GPa]
hliněné cihly (CLAYTEC)	2 000	0	5,5	3,5
hliněná malta (CLAYTEC)	1 900	0,2	1,5	0,023
Název	Pevnost v tahu			Oka sítě [mm]
geosítě polyester	35 kN/m			25x25
Miragrid GX 35/35 (TENCATE)	(v obou směrech)			

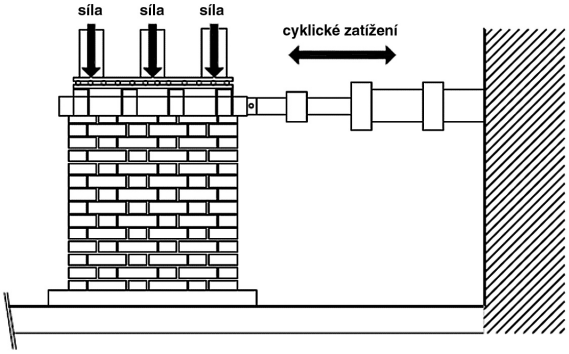


a) b) c)

Obr. 1. Nevyztužená hliněná stěna (a), vyztužená hliněná stěna (b), vyztužená stěna porušená (c)

Zkušební sestava a zatěžování jednotlivých vzorků

Jednotlivé vzorky byly namontovány do speciálního zařízení, které umožnilo současně vzorek zatěžovat svislým tlakem a cyklickým vodorovným zatížením. Schéma zkoušky je uvedeno na *obr. 2*.



Obr. 2. Schéma zkušebního systému

Tři hydraulické válce vyvozovaly svislý tlak, který byl na vzorek přenášen z ocelového „klobouku“ v hlavě stěny, jenž umožnil rovnoměrné rozložení svislého zatížení po celé horní straně zkušebního vzorku. Vodorovné cyklické zatížení (v horní části stěny) bylo vyvozováno servohydraulickým válcem MTS 250 kN, jak je znázorněno na *obr. 2*. Horizontální posun v horní části stěny a posuny na hlavních diagonálách byly měřeny snímači LVDT.

Jako první byla provedena statická zkouška, při níž byl vyvozován pouze svislý tlak. Všechny válce vyvozovaly svislou sílu 80 kN. Z této zkoušky byly získány deformační charakteristiky stěny. Poté bylo zahájeno cyklické zatěžování kombinované se svislým zatížením s postupným zvyšováním amplitudy vysouvání válce. Vodorovné zatížení bylo předepisováno sinusovou křivkou.

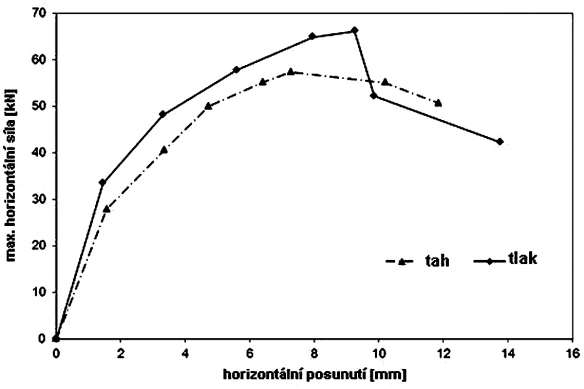
Počáteční amplituda 2,5 mm se postupně zvyšovala po kroku 2,5 mm. Horní hranice amplitudy, a tím i závěrečný krok zkoušky, byla závislá na rozsahu porušení vzorku. Zvyšování bylo zastaveno, jakmile vodorovné síly závislé na řízené deformaci začaly klesat. V každém kroku byly provedeny celkem tři cykly. Frekvence vodorovného zatížení byla konstantní 0,1 Hz po celou dobu zkoušky.

V průběhu testu se prováděla kontrola svislého zatížení, aby byla vyvozována pokud možno konstantní síla 80 kN. Dále byla měřena a zaznamenávána posunutí v hlavě a patě stěny a deformace na diagonálách vzorku stěny. Sled trhlin a jejich rozvoj byl zaznamenáván po každém kroku (2,5 mm) [3].

Výsledky

Nevyztužená stěna (HS1)

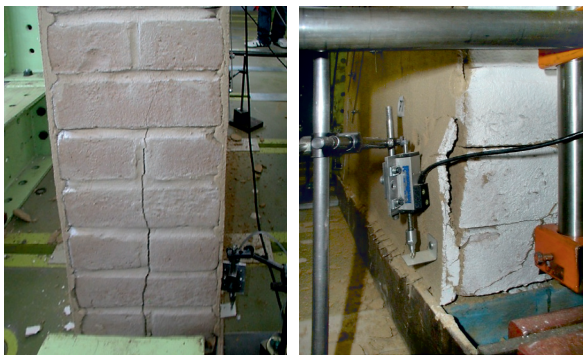
V průběhu zkoušky bylo zaznamenáváno průběžně několik veličin, z nichž nejpodstatnější pro vyhodnocení byla vodorovná síla vyvozovaná servohydraulickým válcem MTS 250,0kN a vodorovné přemístění na opačné straně zdi, než působila vodorovná síla. Vznikající diagonální trhlina tvaru X je charakteristická pro smykové zatížení. Obalovou křivku znázorňující vodorovné síly působící na stěnu v jednotlivých krocích a jí odpovídající vodorovná posunutí lze sledovat na *obr. 3* [3].



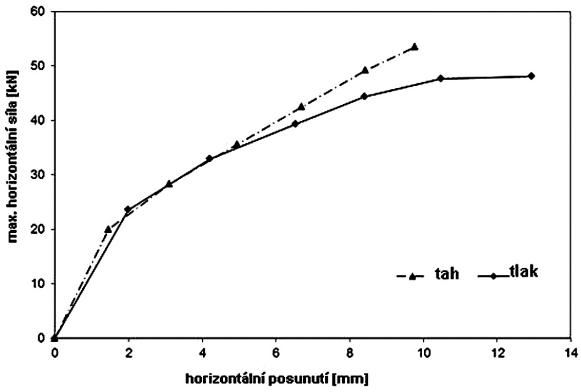
Obr. 3. Obalová křivka, HS1 nevyztužená hliněná stěna

Porušená stěna vyztužená polyesterovou sítí (HS2)

Experimentálně bylo provedeno vyztužení deformované zdi. Jako výztužný prvek byla použita polyesterová geosíť. Vzorek byl nejprve na povrchu řádně očištěn od úlomků a prašných částic, a následně na povrch aplikována výztužná polyesterová geosíť, na kterou byla nanesena hliněná omítka v tloušťce cca 2 cm. Při testu bylo sledováno šíření trhlin v centrální části vzorku. Vzhledem k vysoké koncentraci napětí v této oblasti vznikla významná trhlina zřejmá na *obr. 4.* Obalová křivka pro tento způsob vyztužení již porušené stěny je na *obr. 5* [3].



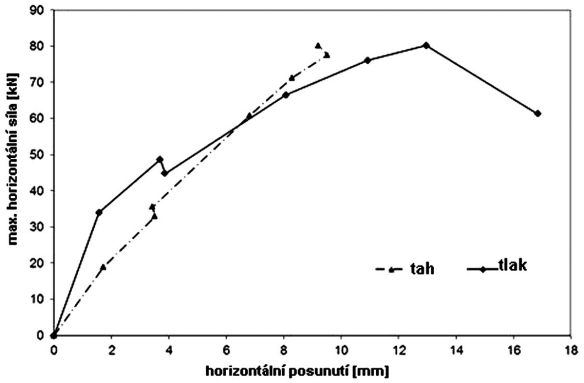
Obr. 4. Pohled na trhlinu a omítku oddělenou od stěny



Obr. 5. Obalová křivka, HS2 vyztužená porušená hliněná stěna HS1

Stěna vyztužená polyesterovou sítí (HS3)

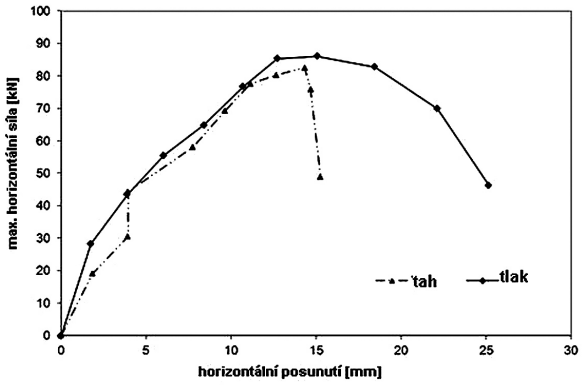
Na stěnu vyztuženou polyesterovou sítí byla nanesena hliněná omítka. Trhliny na povrchu, vzniklé během zkoušky, představují kombinaci dvou škod, a to trhliny ve zdivu a praskliny v omítce, vzniklé pohybem geosítě. Důležitým faktorem při hodnocení tohoto způsobu vyztužení je úvaha o chování na rozhraní mezi omítkou a povrchem stěny. Vlivem různé tuhosti v porovnání s podkladem může být dosaženo odtržení omítky od podkladu, ovšem tento faktor se uplatní v případech, kdy je rozdíl v tuhostech markantní, v případě hliněné omítky je tento faktor vlivem velmi podobné tuhosti málo zřetelný. V tomto případě zůstala polyesterová mřížka ukotvena k podkladu, došlo pouze k odtržení relativně tenké vrstvy omítky od podkladu. Obalová křivka pro tento způsob vyztužení již porušené stěny je na *obr. 6* [3].



Obr. 6. Obalová křivka, HS3 vyztužená hliněná stěna

Stěna vyztužená polypropylenovou sítí (HS4)

Podobně jako u stěny vyztužené polyesterovou sítí byla provedena varianta s vyztužením polypropylenovou sítí. Obalová křivka pro tento způsob vyztužení již porušené stěny je na *obr. 7* [3].



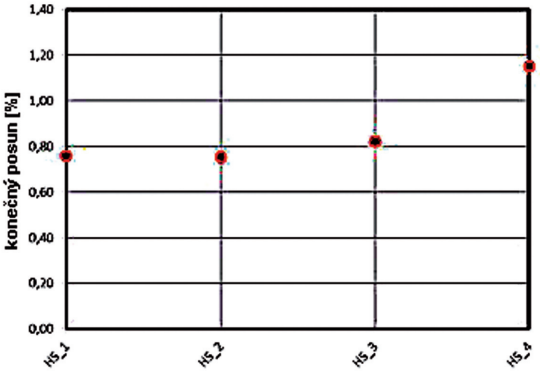
Obr. 7. Obalová křivka, HS4 vyztužená hliněná stěna

Porovnání

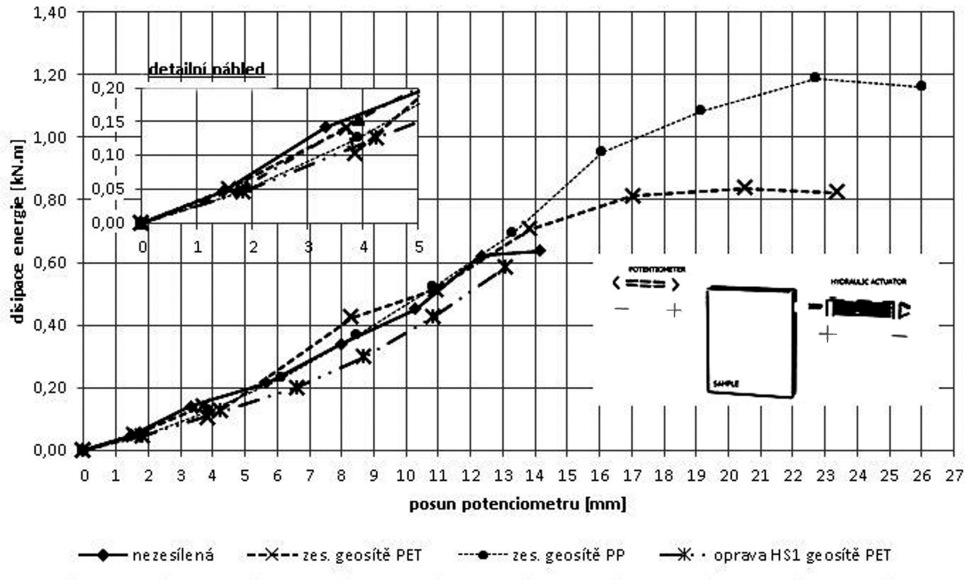
Provedené testy poskytují důležité závěry. Shrnutí výsledků je názorně ukázáno a vysvětleno na grafech. Všechny vzorky vyzkoušené pomocí disipace energie, která byla vypočítána z plochy hysterezní křivky pro jednotlivé cykly, můžeme porovnat na *obr. 8*. Nejlepší disipace energie, jak je z obrázku patrné, bylo dosaženo u zesílení polypropylenovou geosítí. Zajímavé je porovnání nevyztuženého vzorku se stejným porušeným vzorkem, ovšem s polyesterovou geosítí. Síť zlepšila útlum téměř na původní stav [3].

Dále jsou výsledky a interpretace zkoušek na hliněné cihlové zdi prezentovány na základě deformační kapacity [4]. Pozornost je věnována zejména výsledné duktilitě μ_u (která se rovná poměru mezi konečným posunutím δ_u a elastickým posunutím δ_e). Je zřejmé, že výsledky jsou, pokud jde o deformační kapacitu, ovlivněny několika faktory, a to geometrií vzorku, úrovní komprese a okrajovými podmínkami. V závěru jsou konečné hodnoty posunutí velmi rozptýlené. Minimální hodnota se vztahuje k vzorku HS1 a odpovídá 0,76 %.

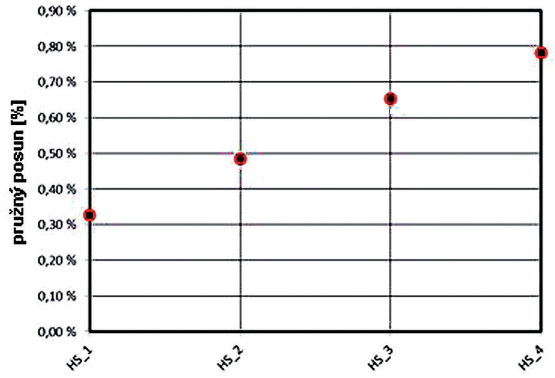
Elastické posunutí je závislé na technice zesílení (*obr. 10*). Z obrázku je patrné, že nejnižší hodnota pružného pusunu je u nevyztuženého vzorku HS_1. U vzorku HS_2 je hodnota zlepšena vlivem chování polyesterové sítě, která byla aplikována na povrch vzorku. Elastické posunutí vzorku HS_3, což byla stěna neporušená, na kterou byla aplikována polysterová síť, má výsledný pružný posun vyšší. Největšího elastického posunu bylo dosaženo aplikací polypropylenové sítě na povrch vzorku HS_4. Hodnota duktility vzorků je velmi nízká, ale téměř homogenní (*obr. 11*).



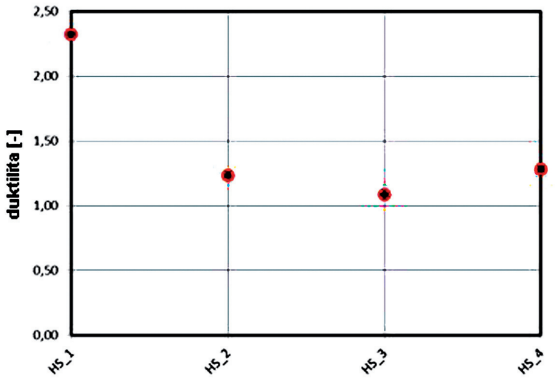
Obr. 9. Konečný posun



Obr. 8. Porovnání disipace energie jednotlivých vzorků



Obr. 10. Pružný posun



Obr. 11. Duktilita

Závěr

V článku byl představen jeden z možných způsobů posílení, spočívající v aplikaci polyesterových a polypropylenových geosítí na konstrukce situované v oblastech s výrazným seizmickým zatížením. Je možné konstatovat, že se tento způsob vyznačuje vynikající odolností proti požáru, dobrou kompatibilitou s podkladním materiálem (hliněnou stěnou) a také tím, že z hlediska tepelně-technických požadavků nedojde k ovlivnění prostupu vodních par a součinitele prostupu tepla.

V současnoti probíhají v Ústavu teoretické a aplikované mechaniky testy zaměřené na aplikaci dalších zesilujících technik na materiálově stejné vzorky stěn. Výsledky tohoto výzkumu chování hliněných stěn v seizmicky aktivních oblastech mohou být cenným odkazem pro budoucí výzkum.

Článek vznikl za podpory evropského projektu NIKER (New Integrated Knowledge based approaches to the protection of cultural heritage from Earthquake – induced Risk), No. 244123.

Literatura

[1] D3.1 2010: Inventory of earthquake-induced failure mechanisms related to construction types, structural elements, and materials; Deliverable 3.1, Project NIKER (Grand Agreement No. 244123)

[2] D4.1 2010: Specification for laboratory specimens and testing strategies on walls; Deliverable 4.1, Project NIKER (Grand Agreement No. 244123)

[3] D4.3 2010: Technical report with the experimental results on vertical elements; Deliverable 4.3, Project NIKER (Grand Agreement No. 244123).

[4] Magenes, G. – Morandi, P.: Proposal for the evaluation of the q-factor from cyclic test results of masonry walls, ESECMaSE project. University of Pavia and Eucentre unpublished report, 2008a.

[5] Claytec Baustoffe aus Lehm [online], www.claytec.de/produkte.html

[6] Tencate [online], www.tencate.com/4086/TenCate/Geosynthetics/Products-TenCate-Miragrid-GX>

Počítačová simulace a experimentální ověření efektivního součinitele tepelné vodivosti dutinových cihel

Ing. Jan KOČÍ
Ing. Václav KOČÍ
Ing. Jiří MADĚRA, Ph.D.
Ing. Lukáš FIALA
Ing. Miloš JERMAN, Ph.D.
doc. Ing. Zbyšek PAVLÍK, Ph.D.
prof. Ing. Robert ČERNÝ, DrSc.
ČVUT v Praze – Fakulta stavební

V článku je prezentována kombinovaná analýza za účelem stanovení efektivního součinitele tepelné vodivosti dutinových cihel vyplněných různými izolačními materiály.

Computational simulation and experimental verification of the effective thermal conductivity coefficient of hollow bricks

The article presents combined analysis aimed at the determination of the effective thermal conductivity coefficient of hollow bricks filled with different insulation materials.

Úvod

Jedním z hlavních cílů ve všech oblastech lidské činnosti je snižování energetické spotřeby a minimalizace odpadů. Podpora Evropské unie ve snaze zvýšit energetickou účinnost se stává rozhodující pro konkurenceschopnost firem, zajištění jejich dodávek a splnění ekologických požadavků, které vyplývají z Kjótského protokolu. Ve stavebnictví existuje výrazný potenciál ke snížení energetické spotřeby. Jelikož více než 40 % energie je spotřebováno prostřednictvím budov, byla v rámci Evropské unie zavedena legislativa vedoucí k jejímu snížení. Směrnice EPBD (Energy Performance of Building Directive) [1] vyžaduje od všech členských států zpřísnění stavebních předpisů a zavedení průkazů energetické náročnosti budov. V roce 2010 byla vydána EPBD II [2], která její požadavky výrazně zvyšuje. Členské státy tak musí vyhovět mnohem přísnějším kritériím a požadavkům, například povinnosti stavět od roku 2020 domy s téměř nulovou potřebou energie (veřejné budovy musí tuto podmínku splňovat již od roku 2018), zavedení cenově optimální metodologie pro stanovení minimálních požadavků jak pro obálky budov, tak pro jejich vnitřní technologická zařízení.

Tyto neustále se zpřísňující požadavky vyžadují vyrábět takové stavební materiály, které najdou uplatnění v nízkoenergetických a pasivních domech, do budoucna v domech „nulových“. Ačkoli nejdůležitější u těchto typů staveb z hlediska energetické bilance je tepelná izolace, rovněž nosné konstrukce by měly splňovat vysoké tepelně technické požadavky. Z tohoto důvodu se v poslední dekádě na trhu se stavebními materiály objevily dutinové cihly, které tradiční plné téměř vytlačily. Nicméně vývoj dutinových cihel byl velmi rychlý a jejich tepelně-izolační vlastnosti byly vylepšovány v podstatě jen intuitivně. Experimenty v ustálených podmínkách dokazují, že takovýto přístup může leckdy vést k chybám.

V nedávné době se na trhu objevily nové typy dutinových cihel. Zatímco původní mají dutiny vyplněny vzduchem, u nových typů jsou vyplněny izolačními materiály, např. minerální vlnou, expandovaným polystyrénem. Na první pohled se může zdát, že plnění dutin těmito materiály nemá význam, protože součinitel tepelné vodivosti suchého statického vzduchu je nižší než součinitel tepelné vodivosti uvedených alternativních materiálů, nicméně opak může být pravdou. V dutinách vyplněných pevnou fází totiž dochází k výrazné eliminaci přenosu tepla zářením, a proto může být u nich celkový součinitel tepelné vodivosti nižší než součinitel tepelné vodivosti tradičních dutinových cihel vyplněných vzduchem.

V článku je stanoven efektivní součinitel tepelné vodivosti dutinových cihel vyplněných minerální vlnou a expandovaným polystyrénem kombinovanou experimentálně-počítačovou metodou. Nejprve je proveden „semi-scale“ experiment s dutinovou cihlou, vystavenou rozdílným podmínkám na vnitřní a vnější straně. Toto uspořádání poskytuje cenné informace o hustotě tepelného toku a teplotním poli napříč cihlou. Následně je provedena počítačová simulace, která vychází z naměřené hustoty tepelných toků a pole teplot, s cílem optimalizovat tepelné parametry použitých materiálů a stanovit efektivní součinitel tepelné vodivosti dutinových cihel s alternativními výplněmi.

Experiment „semi-scale“

V rámci experimentu bylo použito zařízení pro testování velkých vzorků a částí plášťů obvodových budov v různých podmínkách klimatického zatížení [3], [4]. Měřicí zařízení se skládá ze dvou klimatických komor propojených tunelem (*obr. 1*). Zatímco konstrukční řešení komor vychází z běžné komerční verze pro udržování teploty a relativní vlhkosti, konstrukční řešení propojovacího tunelu je specifické, díky speciálním otvorům je možné do vzorku instalovat sondy pro měření teploty, relativní vlhkosti a dalších veličin.

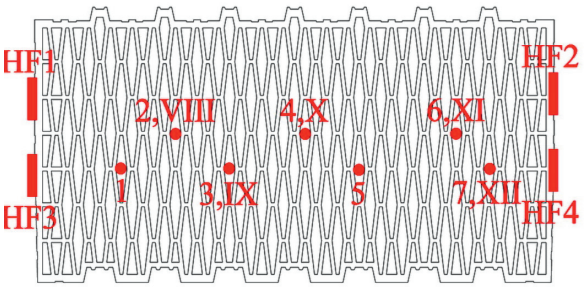
Byla testována dutinová cihla, do které byly instalovány sondy pro nepřetržité zaznamenávání teploty. Zaznamenávali ji odporové sondy firmy Ahlborn s přesností ±0,4 ˚C v rozmezí od –20 ˚C do 0 ˚C a ±0,1 ˚C v rozmezí od 0 ˚C do

70 ˚C. Na bočních stranách cihly byly instalovány cylindrické sondy typu Ahlborn FQA020C pro měření hustoty tepelného toku. Tyto sondy jsou ∅ 33 mm a jejich přesnost se udává ±5 % z měřené hodnoty.



Obr. 1. Experimentální zařízení

Během experimentu byly udržovány konstantní hodnoty teploty a relativní vlhkosti v obou komorách. V první komoře (teplé) byla udržována teplota 30±1 ˚C, ve druhé (studené) 15±1 ˚C. Relativní vlhkost byla v obou komorách 30±2 %. Schéma rozmístění měřicích sond uvnitř dutinové cihly je na *obr. 2*. Celkem byly použity 4 sondy pro monitorování hustoty tepelného toku (HF1 – HF4), 4 sondy pro monitorování teploty uvnitř klimatických komor a 12 sond pro monitorování teploty uvnitř dutinových cihel (sondy 1-7 pro dutinovou cihlu vyplněnou polystyrénem, VIII-XII pro dutinovou cihlu vyplněnou minerální vlnou). Rozměry dutinové cihly byly 500x247x249 mm.



Obr. 2. Rozmístění sond uvnitř dutinové cihly

Základní fyzikální vlastnosti cihelného střepu byly získány gravimetrickou metodou a héliovým pyknometrem. Objemová hmotnost cihly byla 1 389 kg/m^3, hustota matrice 2 830 kg/m^3 a otevřená pórovitost střepu 0,509 m^3/m^3. Součinitel tepelné vodivosti v suchém stavu byl měřen impulsní metodou přístrojem ISOMET 2104, jeho hodnota byla stanovena na 0,30 W/mK. Součinitel tepelné vodivosti expandovaného polystyrénu byl 0,039 W/mK [5]. Součinitel tepelné vodivosti minerální vlny je závislý na její objemové hmotnosti, v případě minerální vlny extrahované z dutin cihel byla stanovena na 102 kg/m^3 a na základě této hodnoty byl určen součinitel tepelné vodivosti 0,045 W/mK [6].

Experimentální výsledky byly získány pro dva typy dutinových cihel, umístěných současně do měřicího zařízení – první cihla byla vyplněna expandovaným polystyrénem, druhá minerální vlnou. U obou typů byla zaznamenávána hustota tepelných toků na teplé a studené straně, z nichž byly vypočteny průměrné hodnoty. Stejným způsobem byla získána průměrná teplota pro teplou a studenou komoru. Výsledky experimentu jsou shrnuty v *tab. 1* a *tab. 2*.

Tab. 1. Dutinová cihla vyplněná polystyrénem

Ukazatel	Hodnota	Jednotka
hustota tepelného toku – studená strana	–2,323	W/m^2
hustota tepelného toku – teplá strana	2,2436	W/m^2
průměrná hodnota hustoty tepelného toku	**2,2833**	**W/m^2**
průměrná teplota – studená strana	15,43	˚C
průměrná teplota – teplá strana	30,65	˚C

Tab. 2. Dutinová cihla vyplněná minerální vlnou

Ukazatel	Hodnota	Jednotka
hustota tepelného toku – studená strana	–1,9035	W/m^2
hustota tepelného toku – teplá strana	2,3153	W/m^2
průměrná hodnota hustoty tepelného toku	**2,1094**	**W/m^2**
průměrná teplota – studená strana	15,43	˚C
průměrná teplota – teplá strana	30,65	˚C

Počítačová simulace

Cílem počítačových simulací byla optimalizace hustoty tepelných toků a rozložení teploty napříč dutinovou cihlou se snahou stanovit efektivní součinitel tepelné vodivosti celého systému. Pro tyto účely by mohla být ve složitějších případech využita některá z pokročilejších optimalizačních metod, např. genetické algoritmy [7]. V tomto případě byla použita velmi jednoduchá metoda, která pro daný případ zcela postačovala.

Pro výpočet přenosu tepla byla použita metoda konečných prvků. Veškeré výpočty byly provedeny bez vlivu tepelných ztrát, tj. bylo uvažováno s dokonalým izolováním cihly podél bočních stran. Průměrné teploty naměřené v teplé a studené komoře (30,65 ˚C a 15,43 ˚C) byly použity jako Newtonovy okrajové podmínky. Tak bylo možné porovnat experimentální a simulovaná data. Veškeré simulace byly provedeny programem HEMOT [8], který slouží jako preprocesor k programu TRFEL [9]. Oby programy jsou vyvíjeny na Katedře materiálového inženýrství a chemie a Katedře mechaniky Fakulty stavební ČVUT v Praze.

Veškeré simulace byly provedeny pro teplotně ustálený stav systému podle Fourierova zákona

$$q = -\lambda \frac{dT}{dx}, \qquad (1)$$

kde q je hustota tepelného toku [W/m^2] a λ je součinitel tepelné vodivosti [W/mK].

Efektivní součinitel tepelné vodivosti dutinové cihly byl vypočten podle rovnice

$$\lambda_{eff} = q \frac{\Delta x}{\Delta T}, \qquad (2)$$

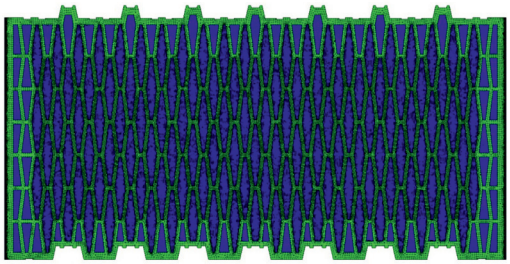
kde Δx [m] je vzdálenost mezi čely dutinové cihly (0,5 m), ΔT [K] je teplotní rozdíl mezi studeným a teplým čelem cihly, q [W/m^2] je hustota tepelného toku v okrajovém elementu dutinové cihly, vypočtená dle vztahu

$$q = \lambda_{bb} \frac{\Delta T_e}{\Delta x_e}, \qquad (3)$$

kde λ_{bb} [W/mK] je součinitel tepelné vodivosti cihelného střepu (λ_{bb} = 0,30 W/mK), Δx_e [m] je šířka okrajového elementu (Δx = 0,001 m) a ΔT_e [K] je teplotní rozdíl uvnitř elementu ve směru hustoty tepelného toku.

Postup optimalizace:

1. dutinová cihla včetně dutin byla diskretizována na jednotlivé elementy a všem elementům byly přiřazeny konkrétní materiálové parametry. Vygenerovaná síť se skládala ze 78 687 uzlů a 77 819 čtyřúhelníkových elementů (*obr. 3*);

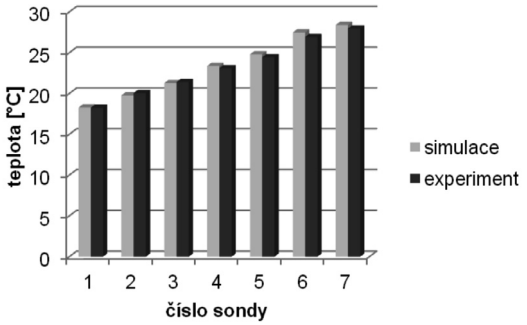


Obr. 3. Diskretizace dutinové cihly

2. jelikož byly počítačové simulace prováděny pro ustálený teplotní stav, bylo nutné stanovit průměrnou hustotu tepelného toku z hustoty tepelných toků na studené a teplé straně cihly. Průměrná hustota tepelného toku pro dutinovou cihlu vyplněnou polystyrénem byla 2,2833 W/m^2, pro cihlu vyplněnou minerální vlnou 2,1094 W/m^2;
3. v dalším kroku byly provedeny první simulace s charakteristickými hodnotami součinitelů tepelných vodivostí výplňových materiálů, definovaných výrobci pro suchý materiál (λ_{EPS} = 0,039 W/mK, λ_{MW} = 0,045 W/mK). Tyto hodnoty byly postupně optimalizovány v dalších krocích. Součinitel tepelné vodivosti cihelného střepu byl uvažován 0,30 W/mK během celého procesu optimalizace. Součinitel přestupu tepla byl definován podle normy [10] jako 7,69 W/m^{2}K. Výsledky této fáze simulace jsou v *tab. 3* a *tab. 4*, řádek č. 1;
4. byla provedena optimalizace součinitelů tepelné vodivosti výplňových materiálů s cílem nalézt lepší shody mezi naměřenými a vypočtenými hustotami tepelného toku uvnitř cihelného bloku. Výsledky této fáze simulace jsou v *tab. 3* a *tab. 4*, řádek č. 2;
5. po dosažení shody mezi naměřenými a vypočtenými hustotami tepelného toku bylo optimalizováno teplotní pole uvnitř dutinové cihly pomocí součinitele přestupu tepla. Výsledky této fáze simulace jsou v *tab. 3* a *tab. 4*, řádek č. 3;
6. jelikož modifikací součinitele přestupu tepla mezi dutinovou cihlou a vzduchem došlo k nepatrnému odchýlení hustot tepelného toku, byly v poslední fázi znovu optimalizovány součinitele tepelných vodivostí výplňových materiálů. Závěrečné výsledky optimalizací jsou shrnuty v *tab. 3* a *tab. 4*, řádek č. 4. Porovnání naměřených a vypočtených dat je provedeno na *obr. 4* a *obr. 5*.

Tab. 3. Dutinová cihla vyplněná expandovaným polystyrénem

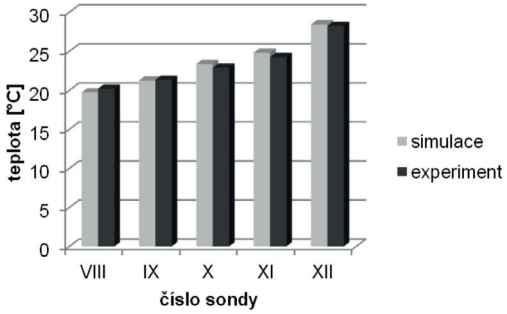
Č.	λ_{EPS} [W/mK]	α [W/m^{2}K]	q [W/m^2]	λ_{eff} [W/mK]	max ΔT [°C]
1.	0,039	7,69	2,1985	0,0753	0,88
2.	0,0414	7,69	2,2818	0,0783	0,82
3.	0,0414	3	2,1493	0,0782	0,44
4.	**0,0458**	**3**	**2,2818**	**0,0836**	**0,44**



Obr. 4. Porovnání naměřených a vypočtených teplot uvnitř dutinové cihly vyplněné expandovaným polystyrénem

Tab. 4. Dutinová cihla vyplněná minerální vlnou

Č.	λ_{EPS} [W/mK]	α [W/m^{2}K]	q [W/m^2]	λ_{eff} [W/mK]	max ΔT [°C]
1.	0,045	7,69	2,4043	0,0827	0,69
2.	0,0365	7,69	2,11	0,0722	0,7
3.	0,0365	3	1,9968	0,0721	0,49
4.	**0,0398**	**3**	**2,1082**	**0,07629**	**0,48**



Obr. 5. Porovnání naměřených a vypočtených teplot uvnitř dutinové cihly vyplněné minerální vlnou

Diskuze

Z výsledků experimentálně-počítačové analýzy je patrné, že výplně dutin mají velký vliv na celkový součinitel tepelné vodivosti cihly. Vzhledem k tomu, že data stanovená metodou „semi-scale“ jsou velmi přesná, lze numerickou analýzou dostatečně přesně určit efektivní součinitel tepelné vodivosti dutinové cihly.

Aby byly výpočty přesné, bylo nutné rovněž stanovit součinitel přestupu tepla mezi cihelným blokem a prostředím uvnitř klimatických komor. Hodnota součinitele přestupu je závislá na teplotě a relativní vlhkosti vzduchu okolí, na jeho proudění a také na materiálu cihelného střepu. Hodnota součinitele přestupu tepla pro svislé stěny v interiéru dle současně platné tepelné normy [10] je rovna 7,69 W/m^{2}K (1/0,13 W/m^{2}K). Tato hodnota byla u počítačových simulací nastavena jako výchozí, ale během optimalizačního procesu byla snížena na 3,00 W/m^{2}K. Snížení součinitele přestupu tepla lze vysvětlit velmi malým prouděním vzduchu uvnitř klimatických komor (uzavřená komora bez vlivu větrání a pohybu osob) a nízké relativní vlhkosti.

Průměrná hustota tepelného toku napříč dutinovou cihlou vyplněnou expandovaným polystyrénem činila 2,2833 W/m^{2}K. Při použití součinitele tepelné vodivosti expandovaného polystyrénu definovaného výrobcem (0,039 W/mK pro

tepelně-izolační desky), při normovém součiniteli přestupu tepla, je rozdíl naměřené a vypočtené hustoty tepelného toku 3,7 %. Ačkoli se zdá tato hodnota nízká, má podstatný vliv na celkovou hodnotu součinitele tepelné vodivosti dutinové cihly. Z tohoto důvodu byl součinitel tepelné vodivosti polystyrénu modifikován na 0,0457 W/mK, čímž byla snížena odchylka mezi vypočtenými a naměřenými hodnotami pod 0,1 %. Zvýšení součinitele tepelné vodivosti lze vysvětlit rozdílnou technologií výrobního procesu polystyrénu pro dutinové cihly a běžných izolačních desek. V cihelných dutinách je jeho expanze omezena, a proto při formování pórového systému působí uvnitř materiálu vyšší tlaky. Celková pórovitost expandovaného polystyrénu je tak nižší a póry jsou menší. Efektivní součinitel tepelné vodivosti dutinové cihly s odchylkou 0,1 % mezi naměřenými a vypočtenými daty byl 0,0836 W/mK.

Na rozdíl od expandovaného polystyrénu byl součinitel tepelné vodivosti minerální vlny během optimalizačního procesu snížen. V první fázi optimalizace byla hodnota součinitele tepelné vodivosti určena pouze na základě objemové hmotnosti materiálu extrahovaného z cihelné dutiny. Tímto způsobem mohla být do výpočtu zavedena chyba, protože přímé měření pórovitosti nebylo provedeno (v první fázi činila odchylka mezi naměřenými a vypočtenými daty 13,9 %). Proto musela být hodnota součinitele tepelné vodivosti upravena v dalších fázích optimalizace s cílem zmenšit rozdíl mezi vypočtenými a experimentálními daty. V poslední fázi optimalizace byl rozdíl mezi těmito hodnotami snížen pod 0,1 %, čemuž odpovídal efektivní součinitel tepelné vodivosti 0,0763 W/mK. Součinitel tepelné vodivosti minerální vlny byl uvažován 0,0398 W/mK.

Závěr

Na základě získaných výsledků lze konstatovat, že současný vývoj tepelně izolačních vlastností dutinových cihel se ubírá správným směrem, protože plněním dutin nejen nedojde ke zhoršení tepelně izolačních vlastností, ale při vhodném výběru plnicího materiálu dochází k jejich zlepšení. Podle zjištění má lepší tepelné vlastnosti dutinová cihla vyplněná minerální vlnou než stejná cihla plněná polystyrénem.

Článek vznikl za podpory projektu č. P105/12/G059 GA ČR.

Literatura

[1] European Union, 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 (December 2002).

[2] European Union, Directive 2010/31/EC of the European Parliament and of the Council of 19 May 2010 on the energy performance of buildings. Official Journal of the European Communities (June 2010).

[3] Pavlík, Z. – Pavlík, J. – Jiřičková, M. – Černý, R.: System for testing the hygrothermal performance of multi-layered building envelopes. Journal of Thermal Envelope and Building Science, 25, 2002, pp. 239-249.

[4] Pavlík, Z. – Černý, R.: Experimental Assessment of Hygrothermal Performance of an Interior Thermal Insulation System Using a Laboratory Technique Simulating On-Site Conditions. Energy and Buildings, 40, 2008, pp. 673-678.

[5] Kočí, V. – Jerman, M. – Černý, R.: Hygric and Thermal Properties of Materials Involved in the Envelopes of Contemporary Buildings. Modern Methods and Advances in Structural Engineering and Construction. Singapore, Research Publishing Services, 2011, pp. 807-812.

[6] Jiřičková, 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.

[7] Kočí, J. – Žumár, J. – Pavlík, Z. – Černý, R.: Application of Genetic Algorithm for Determination of Water Vapor Diffusion Parameters of Building Materials. Journal of Building Physics, 35, 2012, pp. 238-250.

[8] Černý, R. et al.: 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 Prague, 2010.

[9] Kruis, J. – Koudelka, T. – Krejčí, T: Efficient computer implementation of coupled hydro-thermo-mechanical analysis. Mathematics and Computer Simulations, 80 (8), 2010, pp. 1578-1588.

[10] ČSN 73 0540-03 Tepelné vlastnosti budov – Část 3: Návrhové hodnoty veličin. ČNI, 2005.

Využití Boltzmannovy transformace pro stanovení parametrů transportu vodní páry ve stavebních materiálech

doc. Ing. Zbyšek PAVLÍK, Ph.D.
Ing. Jaromír ŽUMÁR
doc. Ing. Milena PAVLÍKOVÁ, Ph.D.
prof. Ing. Robert ČERNÝ, DrSc.
ČVUT v Praze – Fakulta stavební

Článek se zabývá možností využití Boltzmannovy transformace ke stanovení transportních parametrů vodní páry porézních stavebních materiálů v závislosti na relativní vlhkosti. Uplatnění metody v praxi je ukázáno při stanovení difúzních parametrů pórobetonu. Získané výsledky jsou porovnány s daty získanými standardní miskovou metodou, přičemž je diskutována možnost aplikace metody ve stavebním výzkumu a praxi.

The application of Boltzmann transformation for the assessment of water vapour transport properties in building materials

The transient method for the determination of water vapour transport properties of porous building materials is presented in the paper. The method uses the Boltzmann transformation for the inverse analysis of experimentally measured relative humidity profiles recorded during a single experiment. The combined experimental/computational procedure is tested by laboratory measurements on autoclaved aerated concrete. Diffusion properties are also researched by the standard steady-state cup method in order to validate the transient data.

Úvod

Při měření materiálových parametrů charakterizujících difúzi vodní páry v porézních stavebních materiálech se nejčastěji využívá stacionárních metod. Tyto metody jsou všeobecně považovány za dostatečně spolehlivé a přesné. Jejich aplikace je však časově náročná. Mezi stacionární metody patří především misková metoda bez teplotního spádu, která je v praxi nejčastěji používána a ve většině zemí upravena normami. Výstupem měření jsou konstantní hodnoty součinitele difúze pro vodní páru, součinitele propustnosti pro vodní páru a faktoru difúzního odporu. Častým důvodem jejího použití je experimentální jednoduchost, která umožňuje minimalizovat případné chyby měření [1].

V reálných klimatických podmínkách však vykazují difúzní materiálové parametry závislost na relativní vlhkosti. Z tohoto důvodu byly během posledních dvaceti let původní standardy a experimentální postupy založené na miskové metodě upraveny, aby lépe reflektovaly na působení materiálů ve stavební konstrukci. Například norma EN ISO 12571 [2] z roku 2001 uvažuje závislost difúzních vlastností na změnách relativní vlhkosti pomocí měření ve třech různých poměrech relativních vlhkostí nad vzorkem umístěném v měřící misce a pod ním. Konkrétně jde o poměry 0/50 %, 0/80 % a 50/93 %. Obdobný postup zavádí i americká norma ASTM E96-5 [3], která specifikuje dva poměry relativní vlhkosti. Výzkumná praxe se však neomezuje pouze na normové předpisy, neboť současné sofistikované modely transportu tepla a vlhkosti aplikované ve stavební fyzice vyžadují velké množství detailně stanovených vstupních materiálových parametrů. Z tohoto důvodu se difúzní materiálové parametry běžně stanovují v celé řadě poměrů relativních vlhkostí, jak dokumentují následující příklady. Collet a kol. [4] stanovili propustnost vodní páry cementového kompozitu obsahujícího konopné pazdeří (Hempcrete) v poměrech relativní vlhkosti 0/23 %, 0/50 % a 0/85 %. Sonderegger a Niemz [5] se zabývali měřením propustnosti pro vodní páru u dřevěných kompozitů v poměrech relativních vlhkostí 0/65 % a 0/100 %. Kuishan a kol. [6] prezentovali ve své práci měření propustnosti pro vodní páru dokonce pro 10 poměrů relativní vlhkosti. Také v dalších pracích [7]-[10] najdeme řadu specifických poměrů relativní vlhkosti, které byly použity pro zkoušky různých typů stavebních materiálů.

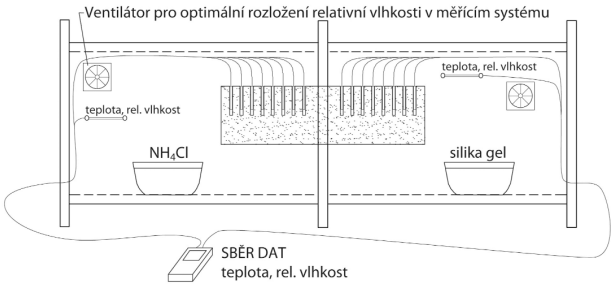
Je bezpochyby, že misková metoda představuje spolehlivý nástroj pro měření difúzních vlastností porézních stavebních materiálů [11]. Její časová náročnost a skutečnost, že z jednoho měření získáme pouze jednu hodnotu hledaného difúzního parametru, však činí tuto metodu neefektivní. Pro přesná laboratorní měření se jeví jako univerzálnější a spolehlivější metody tranzientní. V článku práci je nejprve prezentována tranzientní metoda pro určení difúzních vlastností porézních materiálů, která je následně otestována při měření pórobetonu. Výsledky prezentované v tomto článku navazují na předchozí výzkum autorů prezentovaný v [12] a představují další krok pro širší uplatnění navržené tranzientní metody ve stavebním výzkumu.

Tranzientní metoda

Experimentální uspořádání

Základní myšlenka experimentu je založena na vystavení vzorku porézního materiálu podmínkám diferenčního klimatu z pohledu relativní vlhkosti a na kontinuálním monitorování distribuce relativní vlhkosti podél podélné osy vzorku. Návrh experimentu vychází z předchozích měření deskových vzorků, při kterých jsme také simulovali jednorozměrný transport vodní páry mezi dvěma prostředími o rozdílných parciálních tlacích vodních páry oddělenými vzorkem [13].

Měřicí zařízení sestává ze dvou parotěsných polykarbonátových komor oddělených vzorkem materiálu (*obr. 1*). V první komoře je udržována během měření velmi nízká relativní vlhkost, typicky kolem 0 %, přičemž ve druhé komoře je dosaženo prostředí o požadované relativní vlhkosti. Nízké relativní vlhkosti je dosaženo pomocí silikagelu, který je umístěn v jedné z komor ve skleněné misce. Vysoká relativní vlhkost ve druhé komoře je udržována pomocí roztoků solí. Toto uspořádání zajišťuje přirozený difúzní transport vodní páry měřeným materiálem. V každé komoře jsou umístěny analytické váhy, které umožňují měřit množství absorbované vlhkosti silikagelem a množství vody uvolněné z roztoku. Tímto způsobem se získá podrobný obraz o vlhkostních tocích na obou stranách vzorku.



Obr. 1. Uspořádání tranzientní metody

K měření se používají vzorky tvaru kvádru v podélném směru po všech stranách parotěsně izolované epoxidovým tmelem. Tak je zajištěn jednorozměrný transport vodní páry, což je pro numerické vyhodnocení experimentu pomocí inverzní analýzy nezbytné. V podélné ose vzorku jsou umístěny senzory relativní vlhkosti, které slouží k získání časové distribuce relativní vlhkosti ve vzorku, resp. ke stanovení profilů relativní vlhkosti $\varphi\,(x, t)$. Zde φ [–, %] značí relativní vlhkost, x [m] vzdálenost osazení senzoru ve vzorku od jeho čela ve směru podélné středové osy, t [s] čas odpovídající změřenému profilu.

Vyhodnocení difúzního experimentu

Profily relativní vlhkosti stanovené ve směru podélné středové osy vzorku mohou být vyhodnoceny obdobným způsobem inverzní analýzy jako teplotní a vlhkostní profily. V článku je pro tuto analýzu využito metody Boltzmannovy transformace jako nejjednoduššího způsobu řešení inverzního problému popsaného parabolickou rovnicí.

Pro inverzní analýzu experimentálně stanovených profilů relativní vlhkosti je nezbytné nejdříve formulovat zjednodušený model transportu vodní páry materiálem, který by dostatečně zohledňoval podmínky a uspořádání experimentu. Bilanční rovnici vodní páry lze popsat vztahem

$$\frac{\partial \rho_v}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x}\left(D(\rho_v)\,\frac{\partial \rho_v}{\partial x}\right), \tag{1}$$

kde ρ_v [kg/m³] je parciální hustota vodní páry, x [m] vzdálenost ve směru podélné osy vzorku, D [m²/s] difúzní koeficient pro vodní páru, t [s] čas.

S využitím Boltzmannovy transformace

$$\rho_v(x,t) = \omega\,(\eta)\,, \tag{2}$$

$$\eta = \frac{x}{2\sqrt{t}} \tag{3}$$

převedeme rovnici (1) na obyčejnou diferenciální rovnici proměnné η

$$\frac{d}{d\eta}\,(D(\omega)\frac{d\omega}{d\eta}) + 2\eta\frac{d\omega}{d\eta} = 0\,, \tag{4}$$

s následujícími okrajovými podmínkami

$$\omega\,(0) = \rho_{v1}\,, \tag{5}$$

$$\omega\,(\infty) = \rho_{v2}\,. \tag{6}$$

Známe-li ve vzorku distribuci parciální hustoty vodní páry pro specifický čas $t = t_0$, tj. funkci $\rho_v[x, t_0]$, můžeme integrací rovnice (4) za předpokladu nulového toku vodní páry pro $\eta \to \infty$ vyjádřit součinitel difúze pro vodní páru jako funkci parciální hustoty vodní páry. Následně ze stavové rovnice ideálního plynu a definice relativní vlhkosti formulujeme finální vztah pro výpočet součinitele difúze pro vodní páru jako funkce relativní vlhkosti

$$D(\varphi\,(x_0,t_0)) = \frac{1}{2t_0\left(\dfrac{d\varphi}{dx}\right)_{x_0}}\int_{x_0}^{\infty} x\frac{d\varphi}{dx}dx\,. \tag{7}$$

Ze stanoveného součinitele difúze je poté možné dopočíst další parametry, které se používají pro hodnocení transportu vodní páry ve stavebních materiálech, např. faktor difúzního odporu. Ten je běžně ve stavebním výzkumu definován vztahem

$$\mu = \frac{D_a}{D}\,, \tag{8}$$

kde D_a [m²/s] je součinitel difúze vodní páry ve vzduchu. Je známo, že difúzní součinitele D, D_a, vykazují stejnou tlakovou a teplotní závislost, a proto je samotný faktor μ považován za materiálovou konstantu nezávislou na atmosférickém tlaku a teplotě. Z důvodu tlakové a teplotní závislosti součinitele difúze vodní páry ve vzduchu jsme ve výpočtech použili vztah [14]

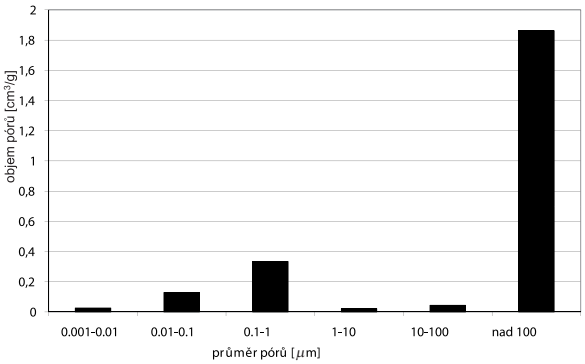
$$D_a = 2.3\cdot 10^{-5}\,\frac{p_0}{p}\left(\frac{T}{273}\right)^{1.81}\,. \tag{9}$$

Ve vztahu (12) je p_0 [Pa] atmosférický tlak při měření, p [Pa] atmosférický tlak při hladině moře a T [K] absolutní teplota.

Příklad aplikace

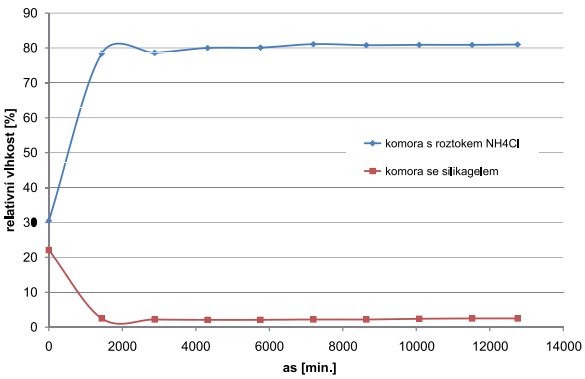
V rámci praktické aplikace navržené tranzientní metody bylo provedeno měření na vzorku pórobetonu P2-350. Pro základní charakteristiku materiálu jsme provedli měření jeho základních parametrů, v rámci kterých jsme aplikovali kromě gravimetrické metody také metodu vakuové nasákavosti [15]. Výsledky, reprezentující průměr z deseti měření: celková otevřená pórovitost materiálu je 84,3 %, objemová hmotnost 353 kg/m³, hustota matrice 2 250 kg/m³. Proběhlo také měření distribuce pórů na principu rtuťové porozimetrie. Výsledky jsou prezentovány na *obr. 2*. Je patrné, že cca 70 % pórového prostoru v pórobetonu tvoří makropóry, zbytek tvoří gelové a kapilární póry vyskytující se ve všech silikátových stavebních materiálech. Obsah makropórů nad rozsah měření rtuťového porozimetru (póry o rozměru > 100 μm) byl dopočten z hodnoty celkové otevřené pórovitosti.

Profily relativní vlhkosti byly měřeny na vzorku tvaru kvádru o rozměrech 70x100x350. V podélné ose bylo umístěno 16 kapacitních senzorů pro monitorování relativní vlhkosti. Vzorek byl před měřením po obvodu parotěsně izolo-



Obr. 2. Distribuce velikosti pórů studovaného pórobetonu

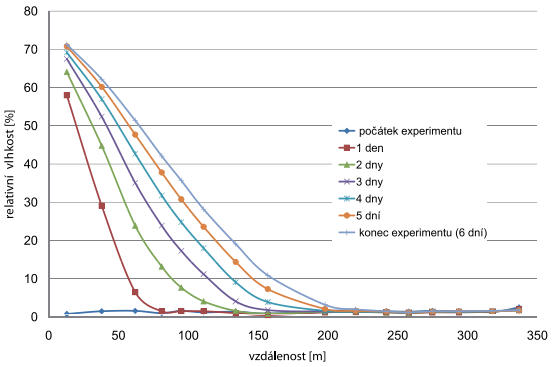
ván epoxidovou pryskyřicí a vysušen při 60 °C. Takto připravený byl hermeticky uzavřen v navrženém měřicím zařízení tak, aby odděloval jednotlivé komory o simulované relativní vlhkosti. Transport vodní páry z jedné komory do druhé tak probíhal pouze přes vzorek o známé průřezové ploše. V první z komor byl umístěn vodný roztok NH_4Cl, který udržoval ustálenou relativní vlhkost na 79 %. Ve druhé komoře byl umístěn vysušený silikagel, který zajistil rovnovážnou relativní vlhkost 1,5 %. Během měření byla kontinuálně měřena relativní vlhkost, a to jak ve vzorku, tak v obou komorách. Výsledkem měření tak byly profily relativní vlhkosti $\varphi(x, t)$, které byly následně podrobeny inverzní analýze Boltzmannovou-Matanovou metodou. Podmínky tranzientního experimentu v jednotlivých komorách jsou prezentovány na *obr. 3*. Je z něj patrné, že po jistém specifickém čase (typicky 24 h) bylo v komorách dosaženo téměř ustálených hodnot relativní vlhkosti, což je pro realizovaný experiment nezbytné.



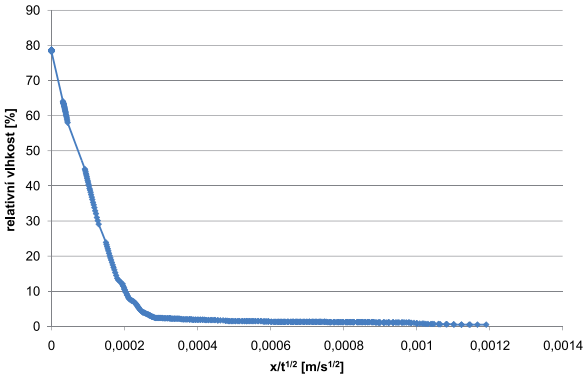
Obr. 3. Hodnoty relativních vlhkostí v jednotlivých komorách během experimentu

Výsledky a diskuze

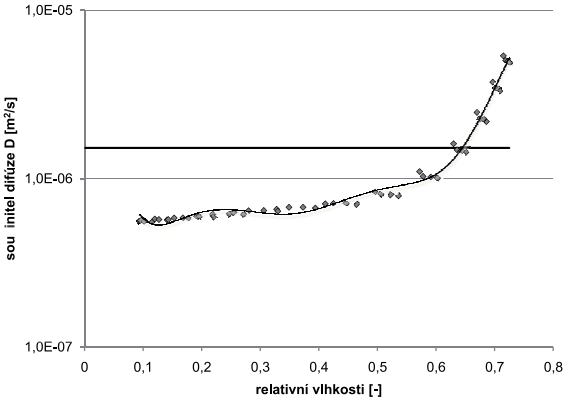
Typické profily relativní vlhkosti pro jednotlivé dny průběhu tranzientního experimentu demonstruje *obr. 4*. Při pohledu na získané výsledky je nezbytné si uvědomit, že přesnost aplikovaných senzorů je v intervalu relativních vlhkostí 5-98 %±2 %. Dále byly vybrány profily odpovídající prvním dvěma dnům realizovaného experimentu, transformovány pomocí Boltzamannova pravidla (*obr. 5*) a podrobeny inverzní analýze. Součinitel difúze pro vodní páru pórobetonu byl stanoven v závislosti na relativní vlhkosti (*obr. 6*) dle vztahu (10). Protože se součinitel difúze pro vodní páru používá pro popis transportu plynné vlhkosti především v oblasti materiálového výzkumu, byly výsledky přepočteny také na faktor difúzního odporu. Tento parametr je prezentován jako funkce relativní vlhkosti na *obr. 7*.



Obr. 4. Typické profily relativní vlhkosti stanovené během tranzientního experimentu



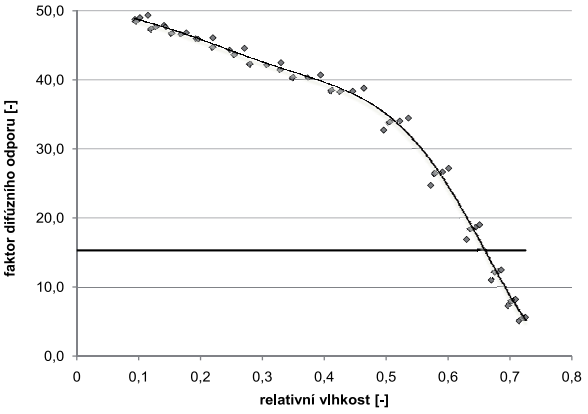
Obr. 5. Boltzmanovský profil naměřených relativních vlhkostí použitý pro výpočet



Obr. 6. Součinitel difúze pro vodní páru pórobetonu P2-350 jako funkce relativní vlhkosti

Závislost vypočteného součinitele difúze pro vodní páru D na relativní vlhkosti φ je velmi významná, přičemž můžeme pozorovat až řádové rozdíly mezi hodnotami D pro nejmenší a největší hodnoty relativní vlhkosti. Rostoucí průběh funkce $D(\varphi)$ však není překvapující, neboť bylo experimentálně řadou autorů prokázáno, že uspořádání miskové metody „wet-cup“ vede k výrazně vyšším hodnotám součinitele difúze D_{wet} než „dry-cup“ D_{dry} [7]. Tento jev je nejčastěji vysvětlován současným transportem vodní páry a kapilárně kondenzované vody v porézním systému materiálů při vystavení vysoké relativní vlhkosti, jako je tomu v případě metody „wet-cup“.

V našem případě však byly rozdíly mezi hodnotami difúzního koeficientu pro vysoké a nízké hodnoty relativní vlhkosti systematicky vyšší než při standardním měření misko-



Obr. 7. Faktor difúzního odporu pórobetonu P2-350 jako funkce relativní vlhkosti

vou metodou při různých poměrech relativní vlhkosti. Například Roels s kolektivem [15] zjistili pro pórobeton o objemové vlhkosti 450 kg/m³ poměr $D_r = D_{wet}/D_{cup}$ v rozsahu 3-5. Gomez a kol. [16] měřili difúzní parametry vylehčených cihel a stanovili D_r v intervalu 3,5-5,4. Tesárek a kol. [17] stanovili pro materiál na bázi odpadní energosádry hodnotu $D_r = 3{,}2$. Důvodem relativně dobré shody uvedených příkladů je skutečnost, že při měření byly použity obdobné poměry relativní vlhkosti, konkrétně pro „dry-cup" poměr 0/50 % a pro „wet-cup" poměr 50/100 %. Díky tomu však nemohli autoři stanovit parametry transportu vodní páry pro vysoké a nízké hodnoty relativní vlhkosti. Kuishan a kol. [18] však naměřili pro řadu materiálů hodnoty difúzních parametrů pro 8 až 10 bodů křivky $D(\varphi)$ a poměr D_r byl pro všech šest měřených materiálů kolem 10, stejně jako při našem měření.

Za účelem verifikace měření tranzientní metodou byly také stanoveny difúzní parametry standardní miskovou metodou v uspořádání „dry-cup". Součinitel difúze pro vodní páru nabyl hodnoty $1{,}52 \cdot 10^{-6}$ m²/s, součinitel difúzní propustnosti $1{,}12 \cdot 10^{-11}$ s a faktor difúzního odporu byl roven 15,3. Při pohledu na *obr. 4* až *obr. 6*, kde jsou výsledky miskové metody prezentovány jako konstantní funkce, je patrné, že leží systematicky mezi maximálními a minimálními hodnotami tranzientní metody. Tento výsledek je možné považovat při zohlednění rozdílného charakteru obou experimentů za dobrou shodu mezi standardní normovou a nově navrženou metodou.

Závěr

V článku byla popsána tranzientní metoda pro stanovení transportních parametrů vodní páry porézních materiálů v závislosti na relativní vlhkosti. Základní myšlenka vychází z měření profilů relativní vlhkosti ve vzorku, na rozdíl od stacionárních metod založených na měření celkové hmotnosti vzorku jako funkce času. Její výhodou je, že využívá pro analýzu změřených profilů relativní vlhkosti jen částečně upravenou Boltzmannovu-Matanovu metodu inverzní analýzy, která se prokázala jako velmi vhodná pro stanovení vlhkostní vodivosti jako funkce vlhkosti či tepelně závislého součinitele tepelné vodivosti.

Stanovení funkce $D(\varphi)$ umožňuje detailnější pohled na chování materiálů vystavených změnám klimatických podmínek a přinese zpřesnění počítačových simulací tepelně-vlhkostního chování stavebních konstrukcí a materiálů. Je však třeba si uvědomit, že metoda byla testována pouze na jednom typu stavebního materiálu. Pro její širší uplatnění v materiálovém výzkumu bude tedy nezbytné realizovat další experimenty a výpočty.

Článek vznikl za podpory projektu Excelence č. 105/ /12/G059 GA 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.

[2] EN ISO 12572, Hygrothermal Performance of Building Materials and Products, Determination of Water Vapor Transmission Properties. The European Committee for Standardization, Brussels, 2001.

[3] ASTM E96-05 Standard Test Method for Water Vapor Transmission of Materials. American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, Vol. 14.06,2005.

[4] Collet, F. – Pretot, S. – Chamoin, J. – Lanos, C.: Hydric Characterization of Sprayed Hempcrete. Energy Efficiency and New Approaches. Beysan Matbaacilik ve Reklamcilik, Istanbul, 2009, pp. 49-55.

[5] Sonderegger, W. – Niemz, P.: Thermal Conductivity and Water Vapor Permeability of Wood-Based Materials. Energy Efficiency and New Approaches. Beysan Matbaacilik ve Reklamcilik, Istanbul, 2009, pp. 105-110.

[6] Kuishan, L. – Xu, Z. – Jun, G.: Experimental Investigation of Hygrothermal Parameters of Building Materials under Isothermal Conditions. Journal of Building Physics, 32, 2009, pp. 355-370.

[7] Kumaran, M. K.: IEA Annex 24 Final Report, Vol. 3, Task 3: Material Properties. KU Leuven, 1996.

[8] Lackey, J. C. – Marchand, R. G. – Kumaran, M. K.: A Logical Extension of the ASTM Standard E96 to Determine the Dependence of Water Vapor Transmission on Relative Humidity. Heat and Moisture Transfer in Buildings, CIB Proceedings, Publication 213, CIB: Rotterdam, 1998, pp. 471-485.

[9] Krus, M. – Vik, T. A.: Determination of Hygric Material Properties and Calculation of the Moisture Balance of Wooden Prisms. [Proceedings], Symposium Building Physics in the Nordic Countries, Chalmers University of Technology, Goteborg, 1999, pp. 313-320.

[10] Vinha, J. – Mikkil, A. – Valovirta, I. – Lindberg, R.: Water Vapor Resistance of Materials as a Function of Humidity. [Proceedings], Symposium Building Physics in the Nordic Countries. Norwegian Building Research Institute, Trondheim, pp. 501-508, 2002.

[11] Pazera, M. – Salonvaara, M.: Examination of Stability of Boundary Conditions in Water Vapor Transmission Tests. Journal of Building Physics 33, 2009, pp. 45-64.

[12] Pavlík, Z. – Žumár, J. – Pavlíková, M. – Černý, R.: A Boltzmann trasnformation method for investigation of water vapor trasnport in building materials. Journal of Building Physics 35(3), 2011, pp. 213-223.

[13] Pernicová, R. – Pavlíková, M. – Pavlík, Z. – Fiala, L. – Černý, R.: Transient method for determination of water vapour diffusion coefficient of building materials. [Proceedings], Central European Symposium on Building Physics. Technical University of Lodz, 2010, pp. 63-67.

[14] Schirmer, R.: Die Diffusionszahl von Wasserdampf-Luft-Gemischen und die Verdampfungsgeschwindigkeit, Beiheft VDI-Zeitschrift, Verfahrenstechnik 6, s. 170-177, 1938.

[15] 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 & Building Science 27, 2004, pp. 307-325.

[16] Gomez, I. – Sala, J. M. – Millan, J. A.: Characterization of Moisture Transport Properties for Lightened Clay Brick - Comparison between Two Manufacturers. Journal of Building Physics 31, 2007, pp. 179-194.

[17] Tesárek, P. – Drchalová, J. – Kolísko, J. – Rovnaníková, P. – Černý, R.: Flue Gas Desulfurization Gypsum: Study of Basic Mechanical, Hydric and Thermal Properties. Construction and Building Materials, 21, 2007, pp. 1500-1509.

[18] Kuishan, L. – Xu, Z. – Jun, G.: Experimental Investigation of Hygrothermal Parameters of Building Materials under Isothermal Conditions. Journal of Building Physics, 32, 2009, pp. 355-370.

Strusky z výroby železa a oceli a jejich objemová stabilita

doc. Ing. Jozef VLČEK, Ph.D.
doc. Ing. Václava TOMKOVÁ, CSc.
VŠB –TU, Fakulta metalurgie a materiálového inženýrství, Ostrava
prof. Ing. Petr MARTINEC, CSc.
Ústav geoniky AV ČR, v. v. i., Ostrava

Článek informuje o produkci strusek z výroby surového železa a oceli. Jsou prezentovány základní vlastnosti strusek a způsoby jejich materiálového využití. Součástí článku je rozbor příčin objemové nestability metalurgických strusek.

Slags from pig iron and steel production and their volume stability

The paper gives information on the output of slag from the production of pig iron and steel. It presents the basic properties of these slags and the methods of their material utilization. The paper also analyzes the causes of volume instability of metallurgical slags.

Úvod

Ve stavebnictví je v současné době zájem o využití jak vysokopecních, tak ocelářských strusek. Stavební aplikace těchto materiálů však narážejí na problémy spojené se stanovením jejich vlastností jako hromadného substrátu produkovaného a deponovaného po dlouhý čas na odvalech. Jako zásadní se jeví dlouhodobá stabilita těchto materiálů v místě uložení a také správný výběr konkrétní strusky pro specifické aplikace. Struska ve stavebnictví představuje nejen alternativu přírodního kameniva, ale také vstupní surovinu pro přípravu materiálů geopolymerního typu.

Struska vzniká jako nutný vedlejší produkt při výrobě železa a oceli. Produkce strusky je z metalurgického hlediska na straně jedné nežádoucí, na straně druhé technologicky nezbytná. Struska zvyšuje náklady na energii (je nutné ji ohřát na teplotu taveného kovu), náklady na technologická zařízení (zajištění pracovního prostoru v tavicím agregátu, zvýšená koroze vyzdívek tavicích agregátů) a v konečném důsledku náklady na zpracování, resp. její odstranění. Přínosem je její aktivní účast v procesech výroby kovů. Jako ochranná vrstva snižuje sálání tepla do okolí, čímž zpomaluje ochlazování kovu v tavicím agregátu. Většinu strusek je možné v důsledku chemického a fázového složení považovat za cennou surovinu se širokými možnostmi jejího využití.

Strusky z metalurgie železa a oceli je možné rozdělit na vysokopecní, které vznikají při výrobě surového železa, a ocelářské. Ty se pak rozlišují podle typu tavicího agregátu, ve kterém vznikly. Vyskytují se strusky pecní a pánvové. Pecní strusky vznikají v primárním pecním agregátu pro rafinaci oceli. Do této kategorie spadají zejména strusky z kyslíkového konvertoru a z elektrické obloukové pece. Do skupiny pecních ocelářských strusek se v ČR řadí strusky z tandemové pece, které se v zahraničí pro absenci dané technologie výroby oceli nevyskytují. V zahraničí nebo na odvalech z historické zátěže i u nás je naopak možné se setkat se struskami siemens-martinskými. Pánvové strusky vznikají v licí pánvi v průběhu zpracování oceli v zařízeních sekundární metalurgie.

Literatura uvádí, že celosvětově se ročně vyprodukuje přibližně 50 000 kt ocelářských strusek, z toho v Evropě 12 000 kt. Ve světě, v důsledku intenzivních snah z období posledních let, se daří přibližně 65 % z tohoto množství materiálově využí-

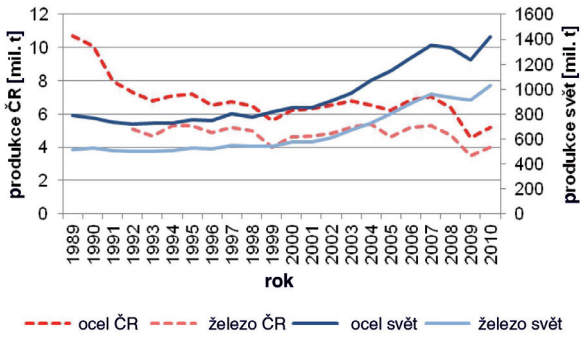
Tab. 1. Produkce strusek v ČR za rok 2006 [2]

Společnost				Produkce [kt]	Měrná produkce [kgstrusky/tželeza] [kgstrusky/toceli]
ArcelorMittal Ostrava, a. s.	vysokopecní provoz		surové Fe	3 159	
			struska	1 092	346
	ocelárna		ocel	3 006	
		struska	celkem	648	216
			tandemová pec	580	193
			pánvová	68	23
TŘINECKÉ ŽELEZÁRNY, a. s.	vysokopecní provoz		surové Fe	2 033	
			struska	874	430
	ocelárna		ocel	2 514	
		struska	celkem	386	154
			konvertor[1]	336	134
			pánvová[2]	50	20
EVRAZ VÍTKOVICE STEEL, a. s.	ocelárna		ocel	796	
		struska	celkem	117	147
			konvertor	88	111
			pánvová	29	36
VÍTKOVICE HEAVY MACHINERY, a. s.[3]	ocelárna		ocel	190	
		struska	celkem	32	168
			EOP	25	131
			pánvová[4]	7	37
HESCO, s. r.o. (Železárny Hrádek)	ocelárna		ocel	131	
			struska celkem	11	84
PILSEN STEEL, s. r. o.	ocelárna		ocel	92	
			struska celkem	19	206
Ø ČR (vypočteno z uvedených dat)	vysokopecní provoz		surové Fe	5 192	
			struska	1 966	379
	ocelárna		ocel	6 729	
			struska celkem	1 213	180

[1] litá konvertorová struska včetně výhozu z konvertoru;
[2] pánvová struska včetně strusky z elektroocelárny (cca 3 kt);
[3] údaje za rok 2007 (v roce 2006 v ocelárně proběhla stavba nové pece, výroba investicí silně ovlivněna);
[4] odhad výrobce (přesné rozlišení množství pecní a pánvové strusky není prováděno).

vat. Zbylých 35 % je stále ukládáno na odvaly. Tento poměr je v jednotlivých zemích různý, např. v Německu je využíváno až 93 % ocelářských strusek [1]. V ČR je roční produkce vysokopecní strusky na úrovni přibližně 2 mil. t, v případě ocelářských je toto množství poloviční (*tab. 1*). Zde se vysokopecní struska využívá v plné míře stejně jako ocelářská pecní struska. Pro pánvovou strusku zatím není v praxi uvedeno adekvátní materiálové využití.

Existuje několik důvodů, proč statistické hodnoty o produkci strusek není možné považovat za zcela přesné. Jedním z hlavních důvodů je nejednotná metodika sledování jejich výskytu. Množství strusky vyprodukované v tavicím agregátu zaznamenává váhový systém tohoto zařízení s dostatečnou přesností. V průběhu dalšího zpracování dochází ke snížení její hmotnosti díky odloučení kovových slitků, a naopak k hmotnostnímu nárůstu v důsledku zvýšení její vlhkosti. Významným údajem o objemu produkce strusek je její měrná produkce ($kg_{strusky}/t_{surového\ Fe}$ nebo $kg_{strusky}/t_{oceli}$). Hodnota měrné produkce je rozdílná v jednotlivých závodech a závisí na úrovni technologie výroby kovů (*tab. 1*). Význam bezpečného zpracování strusek plyne z velkoobjemové produkce surového železa a oceli (*obr. 1*).



Obr. 1. Produkce oceli a surového železa [3]

Chemické a fázové složení

Chemické složení závisí na technologii výroby železa a oceli, a proto musí být vysokopecní a ocelářské strusky hodnoceny samostatně. Fázové složení závisí primárně na chemickém složení, a dále pak na rychlosti chlazení (tepelné minulosti). Závažným problémem je, že v případě dlouhodobého uložení strusek může docházet k významným změnám ve fázovém složení. Tento jev se projevuje u jednotlivých typů individuálně, od nepatrných změn až po úplnou transformaci vlastností.

Vysokopecní strusky

Chemické složení závisí především na složení vsázky do vysoké pece, fázové složení je ovlivněno i způsobem chladnutí roztavené strusky. Vysokopecní strusky jsou většinou zásadité, přičemž obsah CaO i SiO_2 se pohybuje mezi 32-45 % hm. Rozptyl hodnot chemického složení je v případě vysokopecních strusek malý (*tab. 2*). Mineralogické složení se vytváří v průběhu jejich chlazení, kdy probíhá krystalizace minerálů z taveniny a ztuhnutí skla. Proto o mineralogickém složení vysokopecní strusky se dá hovořit zejména u strusek krystalických, které vznikají pozvolným chlazením. V zásaditějších typech je obsažen v krystalické fázi hlavně mellilit, který je tuhým roztokem gehlenitu ($Ca_2Al[(Si,Al)_2O_7]$) a akermanitu ($Ca_2Mg[Si_2O_7]$). Z dalších běžných fází jsou přítomny minerály merwinit ($Ca_3Mg[SiO_4]_2$), dikalciumsilikát (C_2S; používá se označení běžné v keramických technologiích: C = CaO, S = SiO_2, A = Al_2O_3, C_2S = 2CaO.SiO_2 apod.), wollastonit (α-$CaSiO_3$), z minoritních fází monticellit ($CaMg[SiO_4]$), rutil (TiO_2), živce a hematit (α-Fe_2O_3) [4]. Variabilní fází je sklo, granulované vysokopecní strusky mají v důsledku rychlého chlazení obsah blížící se 90-95 %, naopak pomalu chlazené struky mají jeho obsah nižší, v závislosti na režimu chlazení.

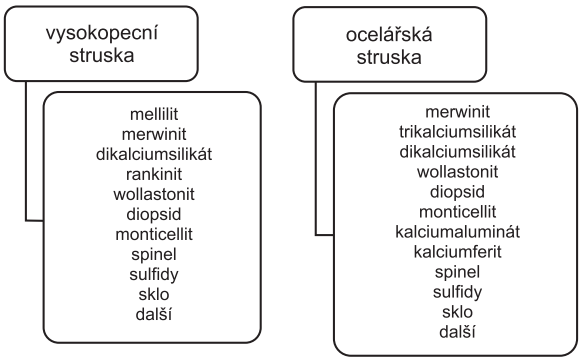
Tab. 2. Obvyklé složení vysokopecních a ocelářských strusek [5], [6]

Struska	Složka [% hm.]					
	CaO	SiO_2	Al_2O_3	MgO	MnO	FeO+Fe_2O_3
vysokopecní	35-38	34-38	6-9	10-14	0,5-2	0,5-1
EOP* – oceli uhlíkaté	35-60	9-20	2-9	5-15	3-8	15-30
legované	39-45	24-32	3-8	8-15	0,4-2	1-6
kyslíkový konvertor	30-55	8-20	1-6	5-15	2-8	10-35
pánvová	30-60	2-35	5-35	1-10	0-5	0,1-15

* EOP – elektrická oblouková pec

Ocelářské strusky

Chemické složení je variabilní vzhledem k různorodosti zařízení, ve kterých vznikají, a variabilitě vyráběných jakostí ocelí. Typické složení strusek uvádí *tab. 2*. Mineralogické složení je obdobně jako chemické variabilní, podíl krystalické fáze a skla závisí také na rychlosti krystalizace strusky. V ocelářských struskách se vyskytují minerály merwinit, olivín $FeMg(SiO_4)$, dikalciumsilikát C_2S, trikalciumsilikát C_3S, dikalciumferit C_2F, C_4AF, akermanit, gehlenit, cristobalit SiO_2, CaO, periklas MgO a další. Jsou to heterogenní systémy, což se často projevuje nestechiometrickým složením přítomných fází. Tato situace je běžná pro směsné oxidy kovů, které se v ocelářských struskách často vyskytují. Fázové složení strusek z jednotlivých taveb v detailu závisí na řadě faktorů, především na druhu zařízení, ve kterém struska vzniká, parametrech surového železa, resp. typu vyráběné oceli, struskotvorných přísadách a tepelné historii strusky. Přehled fází vysokopecních a ocelářských strusek uvádí *obr. 2*.



Obr. 2. Fázové složení vysokopecních a ocelářských strusek [5], [7]

Materiálové využití

Využití vysokopecní strusky nepředstavuje vážnější problém. Část se jí rychlým chlazením přepracuje granulováním a standardně se používá k přípravě cementů, přidává se do betonů a nachází uplatnění ve sklářském průmyslu. Známé je její využití k přípravě pojiv alkalickou aktivací. Další

podíl je zpracován na umělé hutné kamenivo. Při úpravě strusky na frakce se magneticky separuje zbytkový podíl železa.

Pro producenty pecních ocelářských strusek je nejjednodušším způsobem jejich likvidace využití v rámci vlastních provozů, a to formou recyklace do vsázky pro vysoké pece nebo pro aglomerační linky, ale taky do pecí, ve kterých vznikly. Ze strusky se tak využije přítomné železo, částečně se nahradí přírodní struskotvorné přísady, jako je vápno, dolomit, manganové oxidy a oxid hlinitý. Recyklovaná pecní ocelářská struska v kyslíkových konvertorech umožňuje snadnější rozpouštění vápna na počátku rafinačního procesu, a proto se k tomuto účelu využívá [8]. V současné době se tímto způsobem využije pouze malá část její produkce.

O pecní ocelářské strusky projevuje zájem i stavebnictví. Ze strusky se připravuje zejména podkladní kamenivo pro silniční konstrukce, ale využívá se i jako součást asfaltových silničních povrchů. Díky vysoké objemové hmotnosti se v Německu ocelářská struska používá ke zpevňování břehů řek [1]. Kamenivo z ocelářské strusky je označováno jako těžké hutné kamenivo, protože jeho objemová hmotnost přesahuje 3 000 $kg \cdot m^{-3}$.

Obtížné je využití pánvových ocelářských strusek. Neobsahují výraznější podíl železa, čímž se recyklace v metalurgickém zařízení stává málo zajímavou. Jsou také objemově nestabilní, takže využití ve stavebnictví je značně omezené. Tyto strusky se deponují nebo používají k rekultivaci. V posledních letech se je pokoušejí metalurgové přepracovat na produkt s označením „syntetická struska pro další použití“. Možnosti materiálového využití jednotlivých typů strusek přehledně uvádí *tab. 3*. Vlastnosti kameniva z vybraných metalurgických strusek jsou uvedeny v *tab. 4*.

Používání netříděných ocelářských strusek v ČR, především na Ostravsku, však přineslo ve stavbách značné problémy (podsypy pod podlahami, zásypy a násypy těles komunikací, zásypy horkovodů atd.) [9]. V důsledku stále probíhajících procesů dochází k jejich objemovým změnám se všemi důsledky pro stabilitu budov, a to již několik let od založení stavby.

Vysokopecní strusky pomalu chlazené s vysokým podílem krystalické fáze a nízkým podílem skla se používají jako kamenivo ve stavebnictví pod označením umělé hutné kamenivo, jeho kvalitu definují příslušné normy (*tab. 5*). Jsou s ním dlouhodobě vcelku dobré zkušenosti, je však nutné sledovat obsah volného CaO, případně skla ve struskách. Pokud se vyskytuje vysoký podíl jemné frakce (vysoký měrný povrch a vysoký obsah skla), mohou být pozorovány objemové změny. Vytvoří se podmínky pro průběh hydratačních reakcí v alkalickém prostředí (volné CaO, MgO za přítomnosti vody při teplotě vyšší než 10 °C), spojené se změnou objemu hydratované hmoty.

Zcela jiná situace je v případě využití ocelářské strusky. Strusky původem z pecních agregátů (kyslíkového konvertoru, tandemové nebo elektrické obloukové pece) jsou využitelné jako těžké hutné kamenivo (objemová hmotnost nad 3 000 $kg \cdot m^{-3}$) v případě, že neobsahují volné CaO a MgO. Naopak strusky původem z pánvové metalurgie jsou nevyhovující. Jejich chemické složení nezaručuje jejich objemo-

Tab. 3. Možnosti materiálového využití vysokopecních a ocelářských strusek

Struska	Využití	Požadavky na zpracování	Označení	Využití	Výhody
vysokopecní	stavebnictví	roztavená musí být rychle zchlazena, požadavek maximálního obsahu skelné fáze	granulovaná vysokopecní struska	mletá se přidává do cementů, vhodná pro alkalicky aktivovaná pojiva	úspora přírodních zdrojů, snížení energetické náročnosti výroby cementu
		pomalu chlazené, demetalizovaná struska s upravenou zrnitostí	umělé hutné kamenivo struskové	do betonových směsí, zpevňující podkladová vrstva	úspora přírodních zdrojů
oceláreńská pecní	hutnictví	demetalizovaná s vysokým obsahem FeO, bez požadavku na chladnutí	recyklát	součást vsázky do aglomerace a vysoké pece	úspora přírodních zdrojů
		demetalizovaná s vysokým obsahem CaO, MgO, Al_2O_3, bez požadavku na chladnutí	recyklát	dávkuje se do pecního agregátu, ve kterém primárně vznikla	úspora přírodních zdrojů, snížení energetické náročnosti při vytváření primární strusky
	stavebnictví	pomalu chlazené, demetalizovaná s upravenou zrnitostí, musí vykazovat nízký obsah volného CaO a MgO	umělé těžké kamenivo struskové	zpevňující podklad, do asfaltových směsí, vodní stavitelství	úspora přírodních zdrojů
		vyžaduje rychlé zchlazení, nutno stabilizovat β-C_2S	–	do cementů a betonů, způsob využití není zahrnut v ČSN EN	úspora přírodních zdrojů
oceláreńská pánvová	hutnictví	demetalizovaná, bez požadavků na chlazení, s vysokým obsahem CaO, MgO, Al_2O_3	recyklát	dávkuje se do pecního agregátu, ve kterém primárně vznikla	úspora přírodních zdrojů, snížení energetické náročnosti při primárním vytváření
oceláreńská pánvová a pecní	stavebnictví	rychle chlazená	–	alkalicky aktivovaná pojiva	úspora přírodních zdrojů

Tab. 4. Vlastnosti kameniva ze strusek [10], [11], [12]

Parametr	Metoda stanovení	Umělé hutné kamenivo z vysokopecní strusky		Umělé těžké kamenivo z martinské strusky
		Třinecké železárny	Vysoké pece Ostrava	Třinecké železárny
objemová hmotnost [Mg.m^{-3}]	EN 1097	2,00 ~ 3,00	2,30 ~ 2,70	>3,00
měrná hmotnost [Mg.m^{-3}]		2,94	2,98	3,29
sypná hmotnost [Mg.m^{-3}]		1,00 ~ 1,60	0,90 ~ 1,54	1,50 ~ 2,00
nasákavost		WA24 ≤ 2,0	WA24 ≤ 2,0	WA24 ≤ 2,0
radioaktivita	vyhl. SÚJB 307/2002 Sb.	vyhovuje	vyhovuje	vyhovuje
ekotoxicita	vyhl. MŽP 294/2005 Sb.	vyhovuje	nestanoveno	
výluh kovů				

vou stabilitu, rozhodující je fázové složení. Mineralogické složení pánvových strusek umožňuje průběh hydratačních reakcí spojených s objemovými změnami. Nebezpečný je i samovolný rozpad pánvové strusky při postupné fázové změně vysokoteplotní formy β-C_2S na nízkoteplotní formu γ-C_2S. Uvedená transformace se projevuje rozpadem strusky spojeným se zvětšením reakčního měrného povrchu pro průběh následných reakcí, např. hydratace, karbonatizace. Samovolný rozpad strusky vlivem transformace C_2S není v detailu objasněn. Transformace neproběhne v celém objemu rovnoměrně a ve stejném čase. K rozpadu pánvové strusky dochází v dlouhém časovém intervalu v závislosti na chemickém složení, zrnitosti, podmínkách chlazení a uložení. Normy a doporučení pro použití vysokopecních a ocelářských strusek jsou uvedeny v *tab. 5*.

Tab. 5. Požadavky na strusky určené pro přípravu kameniva [13], [15]

Produkt	Kritéria	Ověření ČSN EN
granulovaná vysokopecní struska	obsah skelné fáze	197-1
	hydraulické schopnosti	
	min. obsah CaO, MgO a SiO_2	
	bazicita	
umělé hutné a těžké kamenivo struskové	stanovení objemové hmotnosti a nasákavosti	1097
	stanovení mechanických vlastností	1097
	určení tvaru zrn	933-4
	stanovení zrnitosti	933-1
	stanovení jemných částic	933-1
	stanovení měrné hmotnosti a pórovitosti	1097-7
	stanovení rozpadavosti strusky	1744-1
	chemický rozbor	1744-1
	trvanlivost a odolnost vůči mrazu	1367-2
	kamenivo do betonu	12620
	kamenivo pro asfaltové směsi	13043
	kamenivo pro malty	13139
	kamenivo stmelené a nestmelené hydraulickým pojivem pro inženýrské a pozemní komunikace	13242
	kámen pro vodní stavby	13383-1
	kamenivo pro kolejové podloží	13450

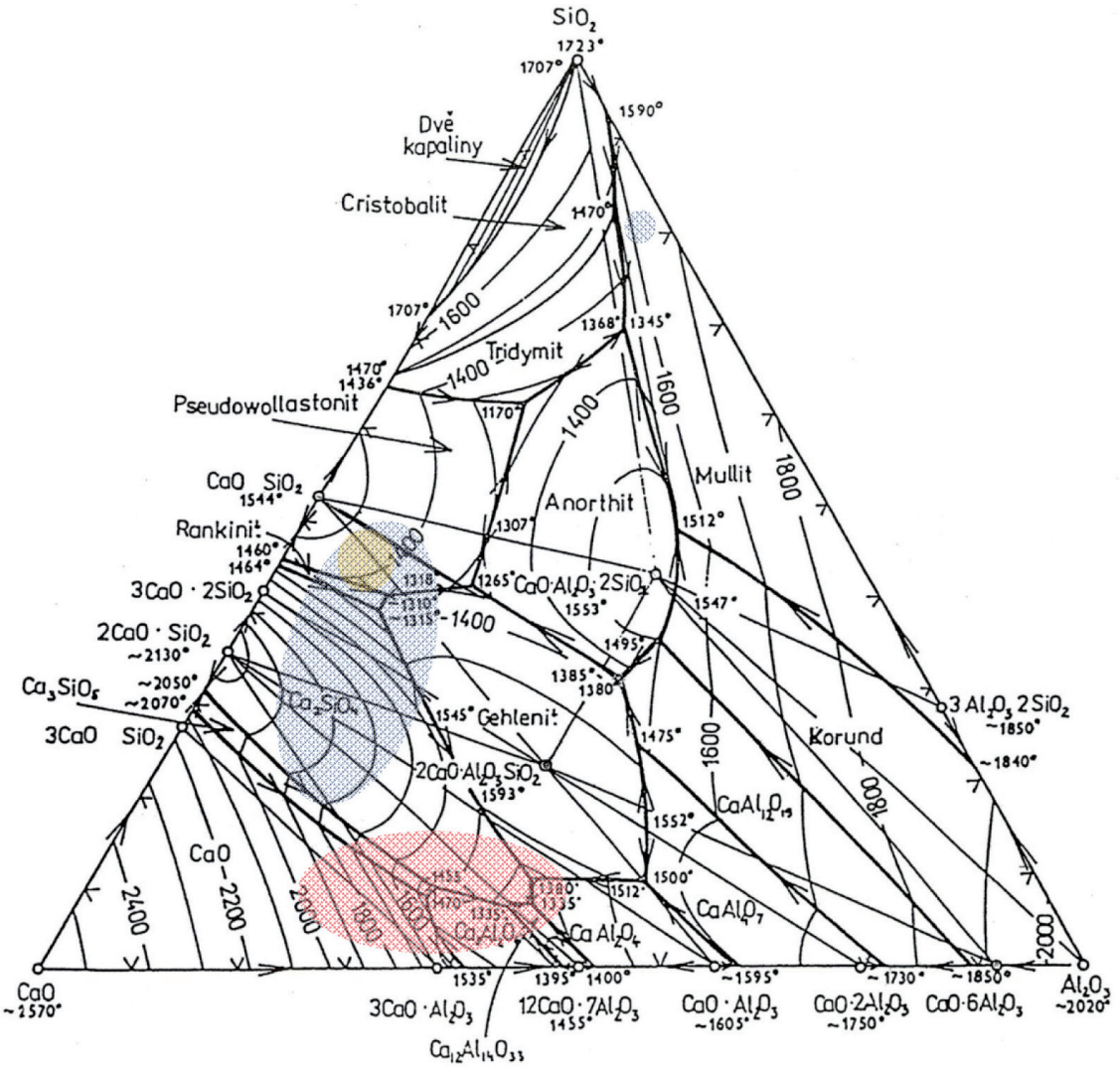
Klasifikace podle obsahu struskotvorných oxidů

Z chemických analýz vysokopecních a ocelářských strusek je zřejmé, že jejich složení modelují nejvýrazněji oxidy CaO, SiO_2, Al_2O_3. Jejich podíl představuje u většiny strusek 75-90 % hm. To umožňuje vyjádření složení strusek jen poměrným zastoupením těchto oxidů. Přepočet jejich obsahu na teoretický základ 100 % umožní znázornění poměrného zastoupení oxidů v jednotlivých typech strusek v ternárním fázovém diagramu CaO – SiO_2 – Al_2O_3 [14]. Podle polohy bodů odpovídajících složení konkrétních strusek se zjistí příslušná rovnovážná fázová asociace tří minerálů, které lze ideálně rovnovážným (tedy převážně pomalým) chlazením získat z taveniny daného složení (tj. roztavené strusky).

Tři množiny složení strusek z metalurgie železa a oceli v rovnovážném fázovém diagramu CaO – SiO_2 – Al_2O_3 jsou znázorněny na *obr. 3*. Žluté pole znázorňuje obvyklé složení vysokopecních strusek. Zastoupení CaO a SiO_2 v nich je přibližně stejné, na úrovni 35-45 % hm., obsah Al_2O_3 je nízký. Vzhledem k vysokému podílu SiO_2 mají struskové taveniny vysokou viskozitu, což vede při rychlém chlazení ke snadnému vzniku skelné fáze jako převažující. Skelný stav je výhodný z hlediska latentní hydraulicity strusek. Produkt je označován jako granulovaná vysokopecní struska (GVS). Tyto strusky po hlubokém rozemletí (měrný povrch 300-400 m^2.kg^{-1} – podle Blaina) hydratují v zásaditém prostředí s vodou a po zatvrdnutí vytvářejí pevný hydraulický produkt. Jsou součástí vysokopecních cementů (typ CEM III podle EN ČSN 197-1), směsných portlandských cementů, portlandských cementů struskových (typ CEM II podle EN ČSN 197-1) a směsných cementů (typ CEM V podle EN ČSN 197-1). Specifickými novými materiály jsou produkty alkalické aktivace, tzv. geopolymery. Připravují se mj. alkalickou aktivací granulované vysokopecní strusky účinkem aktivátorů, což jsou rozpustné sloučeniny alkalických kovů a zemin [5]. Modré pole na *obr. 3* ukazuje složení části ocelářských strusek. Ochlazováním struskových tavenin takového chemického složení mohou vznikat přímo hydraulické fáze C_3S, β-C_2S (vysokoteplotní forma), C_3A, $C_{12}A_7$ nebo CA, případně C_2AS (gehlenit). Tento systém hydraulických fází po hlubokém rozemletí a reakcí s vodou tuhne a tvrdne, vzniká stálý cementový kompozit.

Příliš pomalé chlazení strusky je spojeno se vznikem nehydraulické γ formy C_2S, která neumožňuje vznik hydraulických pojivových fází.

Velmi výhodné latentně hydraulické vlastnosti vykazují systémy ocelářských strusek při rychlém ochlazování tavenin. V případě dostatečného zastoupení sklotvorného SiO_2



Obr. 3. Složení strusek z metalurgie železa a oceli v rovnovážném fázovém diagramu C-S-A [14]

vzniká skelná fáze s menším podílem vykrystalizovaných minerálních fází, jejichž složení odpovídá příslušným fázovým asociacím v ternárním diagramu. Takto optimálně ochlazené strusky lze opět aktivovat obdobně jako granulované vysokopecní strusky vápnem nebo zásadami.

Červené pole vyznačuje chemické složení dalšího druhu ocelářských strusek s obsahem Al_2O_3 v rozsahu 20-30 % hm., vyšším obsahem CaO a jen velmi nízkým obsahem SiO_2, významná je obvyklá přítomnost MgO. Fázovým složením jsou to strusky zcela nevhodné jako hydraulická pojiva. V důsledku vysokého obsahu především CaO a MgO bývají náchylné k objemovým změnám.

Volné vápno reaguje s vodou silně exotermicky a způsobuje rozrušování tuhnoucího systému. Obdobnému procesu podléhá také MgO. Analytické stanovení volného MgO ve struskách není podpořeno vhodnou metodikou. Evropské normy (např. EN 13242+A1 ani již neplatná ČSN 72 1512) neobsahují stanovení volného CaO ani limitní hodnotu jeho obsahu.

Aluminát zapojené do hydratačních reakcí rovněž postupně mění objem, čímž přispívají k nestabilitě strusek. Proto strusky těchto složení nelze využívat bez úprav jako samostatná pojiva nebo jako součást kombinovaných pojivových systémů, ani jako alternativu kameniva pro stavebnictví.

Objemová stálost ocelářských strusek

Uváděné poznatky jsou platné pro ocelářské strusky, které nejsou kontaminované jinými materiály. Kromě ekologických kritérií (chemického složení výluhu, obsahu těžkých kovů, ekotoxicity), které v případě strusek zpravidla nebývají problematické, je limitním faktorem pro využití ocelářské strusky její objemová stálost. K objemovým změnám dochází z již zmíněných důvodů, které je možno dále upřesnit. Podílejí se na nich (v případě čistých ocelářských strusek bez cizorodých příměsí) tři základní procesy:

- reakce volných oxidů CaO a MgO s vodou a reakce s CO_2 za vzniku hydroxidů a karbonátů;
- polymorfní přeměny C_2S;
- hydratace C_2S, resp. C_3S, na CSH fáze a hydratace aluminátů.

V praxi se často stává, že strusky uložené na odvalu jsou nekontrolovaně smíchány s dalšími odpadními materiály nejen hutního původu, ale také stavebního a dalšího odpadu. V případě, že jde o směsný materiál, např. ocelářská struska s nespecifikovaným odpadem, dejme tomu s hutní keramikou, musí se vyšetřovat stabilita jednotlivých komponentů. Tento hromadný vzorek nelze považovat za „struskový materiál“.

Základní reakce objemové nestability strusek lze charakterizovat následovně.

■ **Reakce volných oxidů CaO a MgO s vodou a reakce s CO_2 za vzniku hydroxidů a karbonátů:**

$$CaO+H_2O = Ca(OH)_2 \text{ (portlandit)}, \quad (1)$$
$$Ca(OH)_2 + CO_2 + 2H_2O = CaHCO_3 + H_2O, \quad (2)$$
$$2CaHCO_3 + H_2O + CO_2 = 2CaCO_3 \text{ (kalcit)} + H_2O. \quad (3)$$

Dochází k postupným fázovým změnám spojeným se změnou objemu krystalové struktury (*tab. 6*):

$$CaO \rightarrow Ca(OH)_2 \text{ (portandit)} \rightarrow CaCO_3 \text{ (kalcit nebo také aragonit)}, \quad (4)$$

$$\text{kubický} \rightarrow \text{trigonální} \rightarrow \text{trigonální/ortogonální} \quad (5)$$

Tab. 6. Porovnání mřížkových parametrů, objemu elementárních buněk a objemových změn pro CaO, $Ca(OH)_2$ a $CaCO_3$ (mřížkové parametry [28], [29])

Parametr		CaO (vápno bílé)	$Ca(OH)_2$ (portlandit)	$CaCO_3$ (kalcit)	$CaCO_3$ (aragonit)
Soustava		kubická	trigonální	trigonální	ortogonální
mřížkové parametry	a_o [Å]	4,81005	3,592	4,98	4,95
	b_o [Å]				7,96
	c_o [Å]		4,9	17,02	5,73
objem elementární buňky Ω [Å^3]		111,288	54,752	365,552	225,873
změna objemu Ω proti oxidu [%]		100	49,198	328,474	202,87
molární hmotnost [g·mol^{-1}]		56,0774	74,0927	100,0868	100,0868
hustota [g·cm^{-3}]		3,32	2,23	2,71	2,95

K objemovým změnám dochází, je-li v ocelářské strusce větší množství volného CaO nebo MgO. Vodný výluh ze vzorku strusek vykazuje vysokou hodnotu pH. Objevují se typické minerály pro uvedené reakce. Infračervená spektra odparku prokazují přítomnost portlanditu, brucitu současně s karbonáty (kalcit, dolomit, magnezit) a sírany. V práškovém vzorku ocelářské strusky, po proběhlých reakcích, infračervená spektra vykazují CSH fáze i karbonáty. Rentgenová prášková difrakce dovoluje spolehlivě určit ve strusce krystalické fáze, jako kovové Fe, FeO – wüstit, Ca-silikáty (např. gehlenit), karbonáty, CaO, MgO – periklas, aluminát atd., resp. ve vzorku po proběhlých reakcích výše uvedené produkty v krystalickém stavu.

Obdobně to platí pro MgO a elementární buňky minerálů:

$$MgO+H_2O = Mg(OH)_2 \text{ (brucit)}, \quad (6)$$
$$Mg(OH)_2 + CO_2 + 2H_2O = MgHCO_3 + H_2O, \quad (7)$$
$$2MgHCO_3 + H_2O + CO_2 = 2MgCO_3 \text{ (magnezit)} + H_2O. \quad (8)$$

Dochází ke zvětšení objemu elementárních buněk nově tvořených minerálů (*tab. 7*):

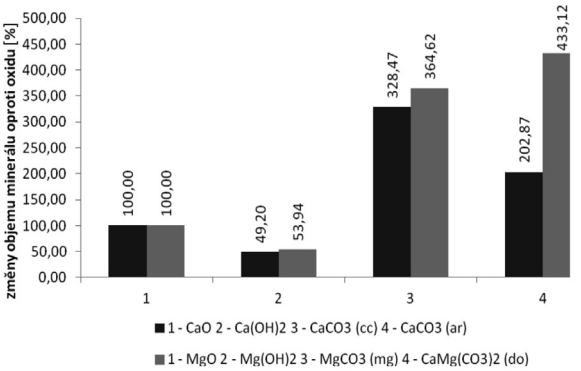
$$MgO \text{ (periklas)} \rightarrow Mg(OH)_2 \text{ (brucit)} \rightarrow MgCO_3 \text{ (magnezit/nebo také dolomit)}, \quad (9)$$

$$\text{kubický} \rightarrow \text{trigonální} \rightarrow \text{trigonální}. \quad (10)$$

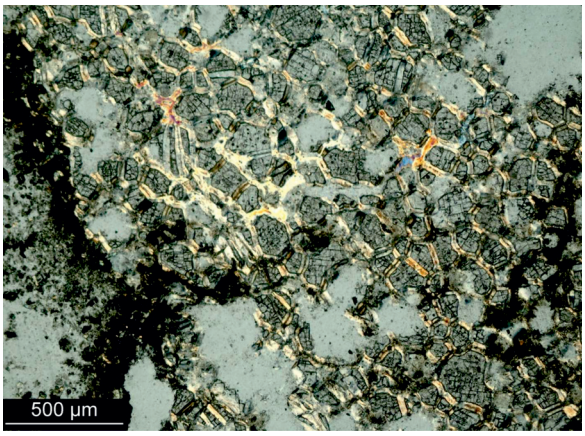
Tab. 7. Porovnání mřížkových parametrů, objemu elementárních buněk a objemových změn pro MgO, $Mg(OH)_2$ a $MgCO_3$ nebo $CaMg(CO_3)_2$ (mřížkové parametry [28], [29])

Parametr		MgO (periklas)	$Mg(OH)_2$ (brucit)	$MgCO_3$ (magnezit)	$CaMg(CO_3)_2$ (dolomit)
Soustava		kubická	trigonální	trigonální	ortogonální
mřížkové parametry	a_o [Å]	4,2117	3,13	4,59	4,84
	b_o [Å]				
	c_o [Å]		4,75	14,93	4,84
objem elementární buňky Ω [Å^3]		74,709	40,301	272,405	323,58
změna objemu Ω proti oxidu [%]		100	53,944	364,621	433,121
molární hmotnost [g·mol^{-1}]		40,3044	58,3198	84,3138	92,2003
hustota [g·cm^{-3}]		3,58-3,68	2,31-2,42	2,98-3,02	2,85

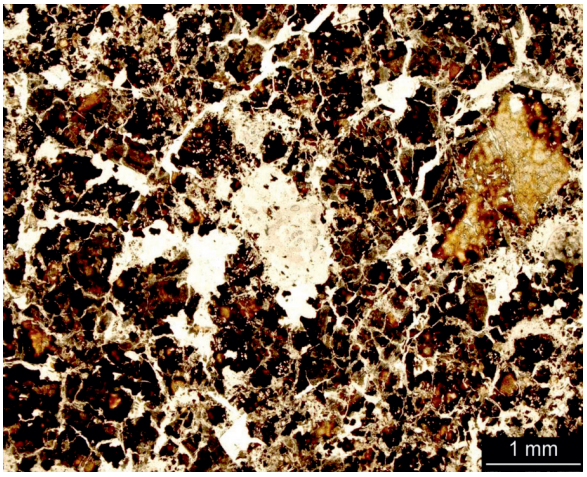
Také v případě společného výskytu volného CaO a MgO dochází ke vzniku dolomitu, při vyšším podílu aluminátů (Al_2O_3) může vznikat i aragonit. Změna objemu produktů chemických reakcí složek CaO a MgO je dobře patrná z *obr. 4*. Strusky v různém stupni rozrušení uvádí *obr. 5*, *obr. 6*, *obr. 7*, *obr 8*, *obr. 9* a *obr. 10*.



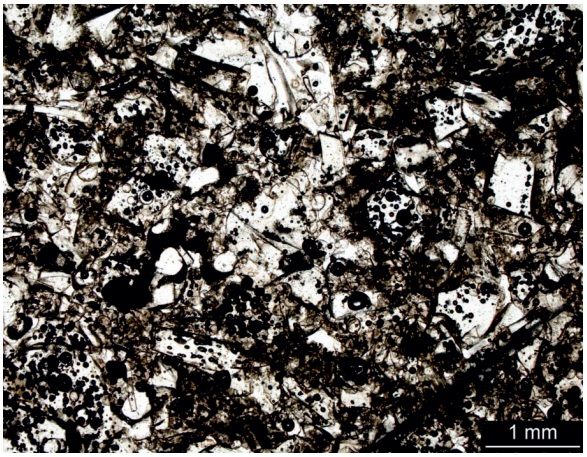
Obr. 4. Porovnání objemových změn v řadě CaO – $Ca(OH)_2$ – $CaCO_3$ a v řadě MgO – $Mg(OH)_2$ – $MgCO_3$, resp. $CaMg(CO_3)_2$ (k tab. 6 a tab. 7)



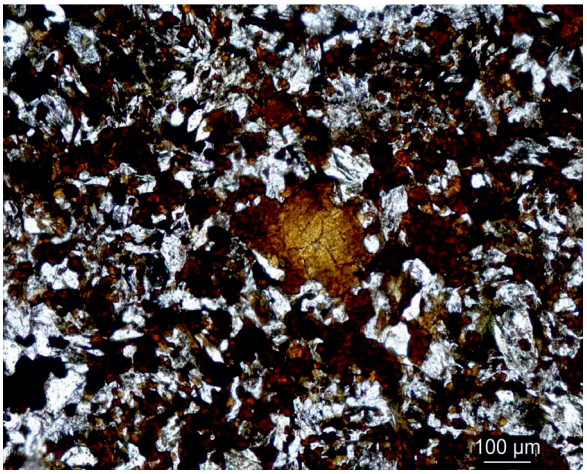
Obr. 5. Intenzivní hydratace periklasu s tvorbou brucitu ($Mg(OH)_2$) – žlutobílé krystalické anizotropní lemy na povrchu zrn a podél štěpných trhlin kubického periklasu (MgO) a s šedou karbonátovou hmotou a prachovitými částicemi v základní hmotě. Optická mikroskopie, procházející světlo, šikmé nikoly (foto J. Ščučka)



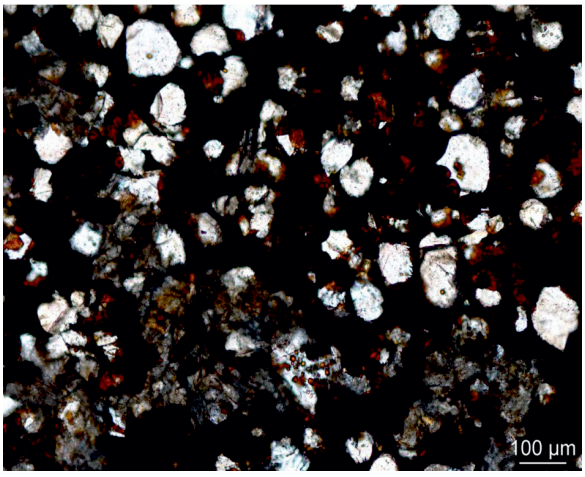
Obr. 6. Ocelářská struska krystalicko-sklovitá pánvová. Převážně sklovitá fáze (hnědá zrna), intenzivně devitrifikovaná, rozpadavá s četnými sekundárními trhlinami (síť bílých trhlin) spojené s rozpadem strusky a se zrnem krystalické fáze (žlutohnědé zrna). Optická mikroskopie, procházející světlo, s jedním nikolem (foto J. Ščučka)



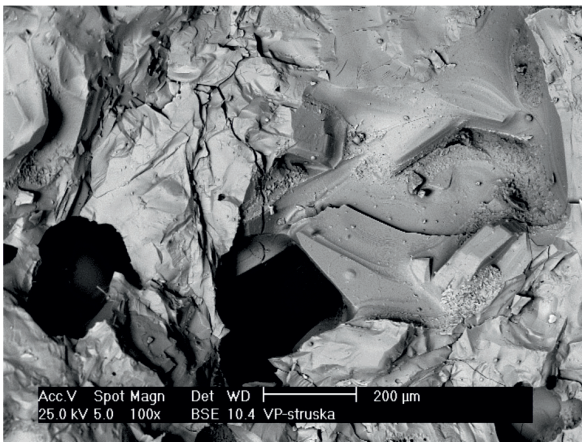
Obr. 7. Vysokopecní granulovaná struska krystalicko-sklovitá s krystaly mellilitu pojená struskovým sklem a s tmavým wüstitem (FeO). Optická mikroskopie, procházející světlo, s jedním nikolem (foto J. Ščučka)



Obr. 8. Ocelářska struska, tandemová pec. Sklovito-krystalická struska. Bílé krystaly merwinitu jsou obklopeny hnědým sklem. Optická mikroskopie, procházející světlo, s jedním nikolem (foto J. Ščučka)



Obr. 9. Ocelářska struska pánvová. Krystalicko-sklovitá struska. Natavené krystaly merwinitu jsou spolu s drobnými zrny C_2S a izotropného periklasu uloženy v tmavě hnědé sklovité barvě. Optická mikroskopie, procházející světlo, s jedním nikolem (foto J. Ščučka)



Obr. 10. Vysokopecní struska – ve sklovité fázi jsou krystaly gehlenitu a dutinové póry po plynech; pokoveno (snímek SEM)

■ Polymorfní přeměny C_2S

Dalším důvodem objemové nestability ocelářských strusek je polymorfní transformace C_2S, která probíhá v průběhu chlazení strusky. Struska se nerozpadá okamžitě po snížení teploty, ale nerovnoměrně v delším období. Pokud chladla pozvolně, je přítomna forma γ-C_2S, která není hydraulicky aktivní. V rychle zchlazené ocelářské strusce jsou většinou zastoupeny formy β-C_2S nebo také α'-C_2S, které jsou hydraulicky aktivní. Výskyt modifikace β-C_2S, vznikající v průběhu chlazení ocelářské strusky, se zaznamenává v intervalu 680-500 ˚C [17]. U pomalu chladnoucí strusky je transformace β-C_2S na γ-C_2S spojena s výraznou změnou objemu, tedy s rozpadáním strusky na menší částice (*obr. 6*). Kromě samotného rozpadu je třeba poukázat na skutečnost, že zároveň dochází ke vzniku mikrotrhlin, otevření reakčního povrchu směrem do hloubky zrn, čímž se urychlí a zintenzivní průběh reakcí spojených s následnou hydratací a karbonatací. Podle [16] dochází ke změně hustoty β-C_2S na γ-C_2S z 3,27 na 2,97 g.cm^{-3}, což znamená přibližně 10% objemovou změnu. Ve struskách přítomný P_2O_5 stabilizuje β-C_2S (obdobný účinek mají i další oxidy, např. B_2O_3, Al_2O_3, V_2O_5, Cr_2O_3, Mn_2O_3) [17]. Transformace sice probíhá již

v průběhu chlazení strusky, ovšem k úplné přeměně dochází v průběhu několika dnů až týdnů, samotný rozpad strusky se tedy neuskuteční hned v průběhu jejího chlazení, ale až po určité době. Kromě forem β-C_2S a γ-C_2S existuje ve struskách modifikace α'-C_2S. Ta při ochlazování taveniny vzniká pod teplotou 1 420 °C a je stabilní do teploty 680 °C, kdy přechází na β-C_2S. Při rychlém chlazení může být ve strusce přítomná i forma α-C_2S [17]. V reálných struskových systémech je častokrát zaznamenán souběžný výskyt β-C_2S a γ-C_2S se všemi důsledky pro jejich reaktivitu.

Výskyt modifikačních změn C_2S se zaznamenává především u pánvových strusek. Jejich rozpadavost na jemné frakce je pro ně typická. Ze stejného důvodu nelze také vyloučit rozpad pecních ocelářských strusek. V jejich případě jsou častější objemové změny spojené s výskytem volného CaO, případně MgO.

Zjištění náchylnosti ocelářských strusek k objemovým změnám v důsledku polymorfních přechodů C_2S je nejdůležitějším kritériem možnosti jejich využití pro stavební účely, zejména jako kameniva nebo staviva, a to i pro náročnější aplikace.

Podle literatury je možné odhadnout, zda k rozpadavosti strusky vlivem polymorfních přeměn dikalciumsilikátu dojde, na podkladě chemické analýzy. Rozpadavost je omezena, pokud jsou splněny tyto podmínky [7]:

$$CaO + 0{,}8MgO \leq 1{,}2SiO_2 + 0{,}4Al_2O_3 + 1{,}75S, \quad (11)$$

$$CaO \leq 0{,}9SiO_2 + 0{,}6Al_2O_3 + 1{,}75S. \quad (12)$$

Podle zkušeností autorů není toto kritérium vždy použitelné. Záleží na druhu strusky, obsahu krystalické a sklovité fáze a velikosti zrn. Bylo by třeba toto kritérium upravit pro složení strusek české provenience.

■ Hydratace C_2S, resp. C_3S, na CSH fáze a reakce aluminátů

Další reakce, které provázejí za přítomnosti vlhkosti (vodní páry) a při teplotě nad 10°C ocelářské strusky, je hydratace C_2S (případně C_3S) a aluminátů. Přítomnost β-C_2S činí strusky do jisté míry hydraulickými bez potřeby jejich alkalické aktivace [1]. Vznik CSH produktů vede k dalšímu zvětšení objemu hydratovaného kamene. Tuto hodnotu objemových změn také uvádí [19]. K tomu přispívá i vznik hydratovaných aluminátů, které jsou navíc dlouhodobě nestabilní a rekrystalizují.

Kromě polymorfní transformace se podílí tedy na objemových změnách i změna objemu vyvolaná hydratací bezvodého, především β-C_2S, na kalcium silikátový hydrát. Ten je velmi jemnozrnný, rtg-amorfní, špatně identifikovatelný. Podle znalostí hydratačních procesů v cementech je změna objemu udávána na cca 10 % (z hmotnosti vstupního β-C_2S). Všechny tyto reakce probíhají víceméně současně a s různou intenzitou (v závislosti na vlhkosti, teplotě prostředí atd.). Proces hydratace β-C_2S je dobře popsán v literatuře věnované problematice portlandského cementu, např. [16]-[18]. Obdobně, jako β-C_2S, podléhá hydrataci C_3S. Výskyt této fáze je v ocelářských struskách sporadický.

Také Ca-aluminát (C_3A) a Ca-aluminátferrity (C_4AF) bývají součástí metalurgických strusek. Jejich obsah je většinou limitován nižším zastoupením Al_2O_3. Trikalciumaluminátová fáze (C_3A) je schopna dále tvořit pevné roztoky s jinými sloučeninami. Hydratace probíhá velmi rychle a je provázena značným vývinem tepla. Za přítomnosti vody vznikají hexagonální krystaly přibližného složení C_4AH_{13} a snadno a rychle ztrácejí vodu a přecházejí na kubický C_3AH_6. Ten nakonec v hydratačním produktu převládne. Reakce vede nejprve ke značnému zvětšení objemu, a posléze ke smrštění a zmenšení objemu v důsledku rekrystalizace. Reakce je však nebezpečná tím, že způsobí otevření zrn strusky pro další průnik vody do kompaktního zrna.

V případě, že je v roztoku přítomen síranový iont (v materiálu je sádrovec), dojde již za běžných teplot rychle k reakci spojené se vznikem ettringitu ($3CaO{\cdot}Al_2O_3{\cdot}3CaSO_4{\cdot}31H_2O$). Ten také přispívá ke zvětšení objemu materiálu (asi 7,5krát více, než je primární objem C_3A), avšak v důsledku vzniku dlouhých a tenkých jehlicovitých krystalů působí spíše tmelícím a vyztužovacím účinkem. Ettringit bývá identifikovatelný (obvykle obtížně, nebo jen na snímcích SEM) v produktech hydratace jemných frakcí jak vysokopecních, tak ocelářských strusek. V případě, že je v roztoku Cl^-, může podobně vznikat i hydrochloraluminát.

Velmi málo známé je chování aluminátových fází přítomných ve struskách. V cementářství je známo, že na složení aluminátů se podílí poměr Al_2O_3/Fe_2O_3 ve slínku a teplotní podmínky jeho vzniku. Vznikají aluminoferitové fáze od C_6AF_2 přes C_4AF po C_6A_2F. S vodou reagují pomaleji než C_3A, reaktivnost roste od C_2F přes C_6AF_2 – C_4AF – C_6A_2F. Tvoří se neomezeně mísitelné hydráty s větším poměrem A/F než u bezvodých fází. Proto vzniká vždy určité množství volného $Fe(OH)_3$. Aluminátové fáze jsou rizikovým faktorem v materiálech a přispívají k jeho objemovým změnám.

Všechny reakce spojené s hydratací nebo rozpadem strusek jsou ovlivněny podílem krystalické a sklovité fáze. Sklovitá fáze má výrazně nestechiometriocké složení. Sklovité fáze se snadno rozpadají, hydratují a přispívají k objemovým změnám ve strusce. Stanovení podílu sklovité fáze (a jejího nestechiometrického složení) a krystalické fáze strusek je závažným analytickým problémem [19]-[22].

Metody hodnocení objemové stability strusek

Odvození exaktního způsobu posouzení objemové stability strusek jen na základě chemického složení je značně obtížné. V literatuře se sice vyskytují pro tyto potřeby různé algoritmy, jejich praktické využití je omezené [1]. V zásadě lze stanovení objemové stálosti provést několika metodami.

■ *Propařování vzorku strusky*

Součástí EN 1744-1 [27] je zkouška rozpínavosti ocelářské strusky v parní komoře při teplotě 100 °C. Provádí se na frakci 0-22 mm, hmotnostní poměry jednotlivých frakcí jsou dány rozdělením Fullerovy paraboly a jsou uvedeny v tabulce 3 dané normy. Na vzorek působí pára z parní jednotky na dně přístroje. Objemové změny se obvykle ustálí v rozmezí 24-168 h. Při obsahu MgO nižším než 5 % je dána zkušební doba 24 h. Při obsahu MgO vyšším než 5 % se vzorek zkouší 168 h. Zkouška rozpínavosti eliminuje možnost rozpouštění bobtnajících součástí ve vodě.

■ *Působení teploty a tlaku na strusku v autoklávu*

Zkouška objemové stálosti ocelářské strusky v autoklávu dle ASTM C151-05 [26] je velmi rychlá. Vzorky se zhutní a vloží do autoklávu, v němž se vystaví tlaku 2 068 kPa (300 psi) při teplotě 420 °C po dobu 3 h. Poté se vzorek ochladí a určí se hmotnostní úbytek. Obecně výsledky stanovení objemových změn z autoklávu jsou desetkrát vyšší než výsledky zkoušky v horkovodní lázni, navíc nedostatečně korelují s chováním materiálu na stavbě. Výhodou této zkoušky je její rychlost [25].

V České republice se provádí zkouška v autoklávu pro stanovení objemové stálosti kameniva z vysokopecní strus-

ky (viz příloha A Technického předpisu 138 „Užití struskového kameniva do pozemních komunikací“, Ministerstva dopravy ČR). Ke zkoušce se používá vzorek frakce 8-16 mm, který je ponořen ve vodě a v autoklávu vystaven tlaku 0,20 MPa po dobu 2 h při teplotě vody 105 ˚C. Tento postup se používal obecně pro jakékoli struskové kamenivo, tedy i ocelářskou strusku [24]. Dalším otevřeným problémem je stanovení bobtnacího tlaku reagujících strusek. Stejně jako stanovení objemových změn i tento problém by si zasloužil výzkum.

Možnosti ovlivnění parametrů ocelářských strusek

Ideálním způsobem, jak zvýšit výtěžnost nekontaminované ocelářské strusky pro přípravu kameniva, je analýza strusek před jejich odlitím a jejich separované ukládání podle chemického složení. V Německu je pro aplikace do asfaltových povrchů vozovek jako hraniční mez obsahu volného CaO považována hodnota 4 % hm. Dobré výsledky v případě použití strusek do asfaltem nevázaných vozovek (pro lesní a polní cesty) lze očekávat od kameniva, v němž obsah volného CaO nepřekročí 7 % hm. V jiných zemích je za bezpečný obsah volného CaO pro aplikace do asfaltových povrchů považováno množství 3-5 % [1].

Další, relativně levný způsob, jak zabránit rozpadání strusek, je jejich odležení. Tato metoda je náročná na čas i prostor. Podle [8] postačuje doba zrání do jednoho roku. Tato doba je, jak ukazuje praxe, nedostatečná. Rozpad kromě poměru krystalické a sklovité fáze a obsahu volného CaO a MgO závisí také na granulometrické stavbě a současně probíhajících karbonatačních a hydratačních reakcích. Po dobu deponování strusky musí proběhnout všechny reakce tak, aby objemové změny a fázové transformace ve strusce byly v momentě použití strusky ukončeny. Zkušenosti s ocelářskými struskami odleženými na odvalu, tj. doba a podmínky deponie, nejsou autorům známy.

Skutečná doba zrání strusky je podřízena i poptávce po kamenivu z ní připravovaného, a proto se hledají způsoby, jak její produkci rychleji odběrateli poskytnout. Její zrání je možné urychlit napařováním vodní párou za normálního nebo zvýšeného tlaku. V brazilské ocelárně ArcelorMittal Tubarão byla za tímto účelem vyvinuta speciální technologie. Struska se mele na požadovanou granulometrii, následně je řízeným způsobem zvlhčována a provzdušňována. Produkt této technologie je označován jako ACERITA® – Steelmaking Slag with Expansion Reduction [23].

Nákladnější metodou ke snížení objemu volného CaO v ocelářské strusce je úprava jejího chemického složení ještě v tekutém stavu. Doporučuje se snížit bazicitu na hodnotu 2,2 přídavkem křemenného písku. Tato operace se musí provádět po odpichu oceli, aby se zabránilo ovlivnění její kvality. Do strusky se přidává křemenný písek, přičemž do taveniny je přiváděn kyslík. Ten zabezpečuje průběh exotermických reakcí, které zpomalují ochlazování strusky. Písek se v tavenině rozpouští a chemicky váže přítomné volné CaO [1].

Využití ocelářské strusky s vysokou přidanou hodnotou spočívá v její atomizaci, tj. technologii, při které je tekutá struska lita do proudu vzduchu. Ten ji rozdrobuje na malé částice, a zároveň je unáší do chladicího pásma, kde jsou intenzivně sprchovány vodou. Výsledným produktem jsou frakce kulovitého tvaru velikosti 0,07~4,00 mm. Takto upravená struska se vyznačuje vysokou pevností a tvrdostí. Nachází uplatnění jako materiál pro otryskávání, plnivo do stavební keramiky, filtrační materiál a další aplikace.

Materiál studeného odvalu

Problém objemové nestability stavebních konstrukcí s obsahem strusky většinou nespočívá pouze v jejích parametrech. Ocelářské strusky různých parametrů jsou ukládány na jednom místě na odvalech často nekontrolovaně v různé době a z různých zdrojů a technologií. Hutní podnik strusku předává dalším zpracovatelům, kteří s ní dál nakládají. Na starých odvalech se mohou vyskytovat strusky nepravidelně a nerovnoměrně kontaminované dalšími technologickými odpady, především žáruvzdornou keramikou na bázi MgO, CaO, CaO-MgO, MgO-MgO.Cr_2O_3, dinasovými a šamotovými výrobky, sazemi, uhlím a koksovým prachem, výjimkou není cihlová drť a úlomky betonu. Běžný je netříděný odpad z výroby nebo přímo stavební rmut (pryžové pásy, plasty, kabely, dřevo, beton, dráty, kovový odpad, krytina atd.) smíšený s ocelářskými struskami. V technické praxi je tento materiál nespecifického složení označován jako „studený odval“. Těžba a druhotná úprava deponovaných strusek neumožňuje vždy cizorodé složky na místě separovat. Vlastní hutní keramika má mimořádně vysoký potenciál k vytváření objemových změn.

Nebezpečí, jak ukazují případy havarovaných staveb na Ostravsku, je v tom, že jde o materiál bohatý jak na CaO, tak na MgO [9]. Struska se snadno při teplotě nad 10 ˚C a za přítomnosti vody a CO_2 transformuje na nové sloučeniny za souběžné objemové změny (*obr. 4*, *tab. 6*, *tab. 7*). Ke zhoršení skladby navážky ze studeného odvalu s deponií ocelářské strusky přispívá především to, že na stavbu jsou dováženy strusky z různých zdrojů, různé zrnitosti a složení, různého stáří včetně kontaminace jinými materiály. Ke zvětšení měrného povrchu struskových zrn a odpadních materiálů v návozu přispívá bezesporu hutnění jednotlivých vrstev navážek, které vede k drcení zrna na drobné částice a zvětšování měrného povrchu materiálu v deponii.

Identifikace ocelářských strusek deponovaných jako studený odval

Zásadním problémem norem a doporučení, se kterým se setkáváme, je nejasná definice hodnocených materiálů. Metalurgické strusky samy o sobě je nutné klasifikovat jako hromadné substráty různého složení, ale i s různou historií. V našem případě jsou v předpisech označovány jako „strusky bez rozlišení druhu, původu a stáří“, obvykle jako „umělé hutné kamenivo“ a „umělé těžké kamenivo“ bez udání konkrétního druhu strusky podle původu jako „kamenivo“ obecně.

Základní postup zpracování vzorků a sestava analytických rozborů by měla umožnit klasifikaci metalurgických strusek v dodaném vzorku, a současně ohodnotit i vlastnosti ostatních komponent v materiálu, které tvoří nedílnou součást vzorku. Hodnocení musí vycházet z údajů získaných na místě zpracování strusky, u jejího původce. U strusek odebíraných z historických odvalů se musí postupovat podle jejich aktuálního stavu. Pro obě varianty platí nutnost získat informace o chemickém a mineralogickém složení, stanovit střední podíl sklovité a krystalické fáze, jejich hydraulické aktivity a složení vodného výluhu (pH a obsah solí). Nedílným, a do jisté míry samostatným úkolem je pak identifikace sekundárních minerálů a složek ve vzorku metalurgických strusek. Uvedeného problému se týkají normy uvedené v *tab. 5*.

Problém však nastává s materiálem označovaným jako studený odval, který kromě vysokopecní nebo ocelářské strusky obsahuje další hmoty, např. odpad ze žáruvzdorné keramiky, stavební drť a další, prezentovaný jako „metalurgické strusky“.

Pro podrobnější výzkum stability strusky nebo materiálu ze studeného odvalu, podle homogenity složení a zrnitosti materiálu, navrhujeme následující postup:

– roztřídit vzorek na komponenty (strusky, keramika, stavební hmoty, plasty, dřevo atd.), jejich podíl zvážit. U hydraulicky aktivních materiálů stanovit i zrnitost;
– analytický rozbor chemického složení a výluhu provést po homogenizaci samostatně pro metalurgické strusky, hutní keramiku a stavební drť (suť);
– při separaci vybrat ty části materiálu (obvykle hutní keramiku, alkalicky aktivovanou silikátovou keramiku), v nichž je makroskopicky patrná tvorba druhotných minerálů na povrchu zrn nebo jejich uložení v mezizrnném prostoru. Druhotné minerály jsou obvykle světlých barev, jemně zemité nebo jemně krystalické agregáty tvořící povlaky na zrnech nebo výplň mezi zrny. U těchto sekundárních minerálů je třeba provést mineralogickou identifikaci (rentgenovou práškovou difrakci, infračervenou spektroskopii, DTA/TG, případně chemickou analýzu);
– zvlášť důležitá je separace frakce menší než 15 mm, kterou je třeba po homogenizaci analyzovat samostatně. Z homogenizovaného vzorku je třeba stanovit složení výluhu (druh solí, pH), mineralogické složení odparku a práškového podílu po výluhu (rentgenovou práškovou difrakci, infračervenou spektroskopii, DTA/TG, případně chemickou analýzu);
– vhodné je odebrat povrchové vrstvy hydraulicky aktivních složek (z povrchu vrstvy kusů strusky) a provést mineralogickou analýzu této kontaktní vrstvy strusky s vnějším prostředím;
– podle ČSN EN 1744-1 připravit vzorek pro test vodní párou podle druhu strusky a obsahu volného CaO a MgO;
– paralelní vzorky testované na náchylnost ke změně objemu v autoklávu.

Závěr

Pro posouzení materiálového využití strusek z metalurgického provozu je nezbytné rozlišovat strusky vysokopecní a strusky ocelářské, dále dělené podle technologie výroby oceli. Tato skutečnost není plně respektována. Dále je třeba rozlišovat strusky bez příměsi jiných hmot a směsný materiál strusek a dalších odpadů uložený jako studený odval.

Běžným materiálem ve stavebnictví i dalších odvětvích jsou vysokopecní strusky. S kamenivem z nich připravených různými producenty jsou dlouhodobě vcelku dobré zkušenosti. Vzhledem k vývoji technologií výroby železa a možným změnám v surovinovém složení vsázky (struskotvorným komponentům, složení rudy, složení koksu) je nutné sledovat obsah volného CaO, případně skla ve vysokopecních struskách. Pokud se vyskytuje vysoký podíl jemné frakce (vysoký měrný povrch a vysoký obsah skla), mohou být pozorovány objemové změny. Vytvoří se podmínky pro průběh hydratačních reakcí v alkalickém prostředí (volné CaO, MgO za přítomnosti vody při teplotě vyšší než 10 ˚C), které jsou spojené se změnou objemu hydratované hmoty.

V článku je poukázáno i na to, že použití metalurgických strusek z výroby oceli (pecních a pánvových strusek) ve stavebnictví přináší řadu problémů vyvolaných jejich nesprávným použitím. K tomu přispívá i skutečnost, že ocelářské strusky mohou být zpracovány a uloženy jako nekontaminované nebo, což bylo v minulosti častější, jako deponie směsného materiálu tvořeného struskou z různých ocelářských technologií a různého stáří, spolu s dalším odpadem z metalurgické výroby (jako je keramika, dřevo, plasty, stavení drť) na studeném odvalu. Pokud je jako netříděný materiál používán, s nejvyšší pravděpodobností přinese problémy s objemovou stabilitou, která díky heterogennímu složení je obtížně predikovatelná. Také nekontaminované (čisté) ocelářské strusky v místě druhotného uložení v konstrukci stavby mohou být nestabilní a objemově nestálé. Článek analyzuje příčiny rozpadu a objemových změn ocelářských strusek a podává návrh postupů pro jejich analytické hodnocení. Pro ukládání metalurgických strusek do konstrukce lze doporučit dodržení těchto zásad:

– určit druh strusky;
– zjistit prognózu její stability (rozpadu a objemových změn) s ohledem na fázové složení a velikost částic;
– u ocelářských strusek, které vykáží pro daný typ konstrukce vhodné vlastnosti, provádět průběžnou kontrolu kvality, složení a zrnitosti při ukládání do konstrukce. Podrobnosti se stanoví v dodavatelských podmínkách.

Vzhledem k tomu, že jde o velkoobjemové druhotné suroviny, jejichž produkce bude i v budoucnosti významná, bude zájem o jejich využití i jako stavebních hmot. Z tohoto hlediska bude nutná revize norem, doporučení a technických předpisů, což si vyžádá i příslušný výzkum.

Článek vznikl za podpory projektů 106/09/0588 GA ČR „Vliv fázového složení a mikrostruktury na funkční vlastnosti geopolymerních systémů z technogenních pucolánů“ a IET CZ.1.05/2.1.00/03.0100 Institutu environmentálních technologií.

Literatura

[1] Motz, H. – Geisler, J.: Products of steel slags. an opportunity to save natural resources. In: Waste materials in construction. Harrogate. Kidlington, Pergamon 2000, pp. 207- 221. ISBN 0-08-043790-7
[2] Vlček, J.: Materiálové využití strusek z metalurgie železa a oceli metodou alkalické aktivace. [Habilitační práce], VŠB-TU Ostrava, 2008, 101 s.
[3] International steel and iron institute [on line]. Search statistics archive. [cit. 28. 2. 2012]. www.worldsteel.org
[4] Lewis, D. W.: Properties and uses of iron and steel slags. National Slag Association, West Lawn, PA 19609, 1992, 11 p.
[5] Shi, C. – Krivenko, P. V. – Roy, D.: Alkali-activated cement and concretes. London, Taylor & Francis 2006, 376 p. ISBN 0-415-70004-3
[6] Adolf, Z. – Bažan, J.: Utilization of Metallurgical slags as raw material basis for preparation of alkali activated materials. In: Alkali Activated Materials – Research, Production and Utilization. Praha, Česká rozvojová agentura, 2007, s. 11-19. ISBN 978-80-86742-18-12
[7] Lee, A. R.: Blast furnace and Steel Slag. London, Edward Arnold 1974, 119 p. ISBN 0 7131 3315 5
[8] Demeter, P. – Mihok, Ľ. aj.: Zužitkovanie trosiek z výroby železa a ocele. Acta Metallurgica Slovaca, 2006, č. 12, s. 67-75. ISSN 1335-1532
[9] Čajka, R. – Martinec, P.: Poruchy stavebních objektů vlivem objemových změn ocelárenské strusky. Sborník vědeckých prací VŠB-TU Ostrava, 2011, č. 2, s. 21-28. ISSN 1213-1962
[10] Umělé těžké kamenivo z martinské strusky. Prohlášení o shodě VS/PS/08/01 ze dne 31.1.2008. Třinecké železárny, a. s.
[11] Umělé hutné kamenivo z vysokopecní strusky. Protokol o počáteční zkoušce kameniva z výrobny Vysoké pece Ostrava, a. s., 6.10.2004.
[12] Umělé hutné kamenivo z vysokopecní strusky. Prohlášení o shodě VS/PS/07/07 ze dne 31.11.2007. Třinecké železárny, a.
[13] ČSN EN 197-1 Cement – Část 1: Složení, specifikace a kritéria shody cementů pro obecné použití. ČNI, 2001.
[14] Vlček, J. – Tomková, V. – Bábková, P. – Vavro, V.: Alkali-activated composites based on slags from iron and steel metallurgy.

Metalurgija, 2009, Vol. 48, No. 4, pp. 223-227. ISSN 0543-5846
[15] Svoboda, L. a kol.: Stavební hmoty. Bratislava, Jaga Group 2007, 400 s. ISBN: 978-80-8076-057-1
[16] Bárta, R.: Chemie a technologie cementu. Praha, Akademia 1961, 1108 s.
[17] Kurdowski, W.: Chemia cementu. Warszawa, Wydawnictwo naukove 1991, 479 s. ISBN 83-01-10384-1
[18] Taylor, H.: Cement chemistry. London,: Thomas Telford Publishing 1997. ISBN 0727725920
[19] Beljankin, D. S. – Ivanov, V. V. – Lain, V.: Petrografija tecničeskogo kamnja. Moskva, Izd. Akademii nauk 1959.
[20] Larionova, Z. M. et al.: Fazovyj sostav, mikrostruktura i pročnosť cementnogo kamnja i betona. Moskva, Strojizdat 1977.
[21] Kolokolnikovova, E. I.: Dolgovječnosť stroitelných materialov. Moskva, Vyssaja škola 1975.
[22] Śejkin, A. E. et al.: Struktura i svojstva cementnych betonov. Moskva, Strojizdat 1979.
[23] N. Oliveira da Silveira, M.: ACERITA® – Steel slag with reduced expansion potential. Revue de Metallurgie, 2004, No. 10, pp. 779-785.
[24] Kresta, F.: Použití ocelářské strusky a dalších vedlejších produktů hutní výroby železa v zemním tělese pozemních komunikací. Silniční obzor, 72, 2011, s. 15-20.
[25] Yildirim I. Z. – Prezzi M.: Use of steel slag in subgrade applications - Publication FHWA/IN/ JTRP-2009/32. Joint transportation research program. West Lafayette, Indiana Department of Transportation and Purdue University, 2009, doi: 10.5703/1288284314275
[26] ASTM C151-05 Standard test method for autoclave expansion of hydraulic cement
[27] ČSN EN 1744-1: 2010 Zkoušení chemických vlastností kameniva – Část 1. Chemický rozbor
[28] sine Mineraly – Spravočnik, Tom II, vypusk 2. Moskva, Nauka 1965.
[29] sine Mineraly – Spravočnik, Tom II, vypusk 3. Moskva, Nauka 1967.

Vliv tepelných a vlhkostních parametrů střepu na energetickou bilanci obvodových plášťů z děrovaných cihel

Ing. Václav KOČÍ
Ing. Jiří MAĎERA, Ph.D.
prof. Ing. Robert ČERNÝ, DrSc.
ČVUT v Praze – Fakulta stavební

Výsledků analýzy je dosaženo kombinací experimentálního a numerického přístupu, při němž laboratorně naměřené vlastnosti materiálů následně vstupují do numerických simulací tepelně vlhkostního chování obvodového pláště. Výpočetní simulace jsou provedeny metodou konečných prvků v programu HEMOT.

The effect of thermal and moisture parameters of brick bodies on the annual energy balance of external skins from perforated bricks

The analysis combines the experimental and numerical approach; material characteristics measured in the laboratory are subsequently introduced into numerical simulations of the thermal and moisture behaviour of the external skin. Computational simulations are made by the finite-element method in the HEMOT application.

Úvod

Návrh skladby obvodového pláště je komplexní záležitost, kde je závažných několik aspektů. Jedním z nejdůležitějších je jeho tepelně izolační schopnost [1]-[2], jelikož je globální snahou šetřit energie, a tím i neobnovitelné přírodní zdroje, a právě spotřeba energie k vytápění budov je v zemích Evropské unie poměrně vysoká [3]-[5]. Nabízí se tak poměrně široký prostor pro úspory.

Z tohoto důvodu mají členské státy povinnost postupně zpřísňovat své tepelně-technické normy tak, že do nich implementují vydané evropské směrnice, jako je EPBD II (Energy Performance of Building Directive II) [6] z roku 2010. Tato směrnice mimo jiné zavádí povinnost výstavby budov s téměř nulovou spotřebou energie od roku 2021. Lze tedy předpokládat, že v budoucnu bude kladen obzvláště velký důraz na vynikající tepelně-izolační schopnosti obvodového pláště, navíc bude zapotřebí využít i tepelnou setrvačnost, tedy teplo, které se v obvodových stěnách akumuluje [7]-[8]. Takové budovy se vyskytují již v podobě pasivních či nízkoenergetických budov [9]-[12].

Tepelně-izolační schopnost stěn lze charakterizovat pomocí součinitele prostupu tepla. Podle ČSN 73 0540-2: Tepelná ochrana budov – část 2: Požadavky z roku 2011 [13] je stanovena cílová hodnota tohoto součinitele na 0,18-0,12 W/m^{2}K.

Současným trendem ve stavebním průmyslu je snaha vyvíjet nové stavební materiály s co nejlepšími tepelně-izolačními schopnostmi za účelem dosažení energetických úspor. Vývoj se týká téměř všech skupin stavebních materiálů – tepelných izolací [14]-[17], omítek [18] i nosných materiálů [19]-[20]. Kromě tepelných parametrů se výzkum zaměřuje zejména na stanovení optimálních vlhkostních parametrů, které mají podstatný vliv na tepelně-izolační schopnosti materiálů.

V článku se zaměřujeme na analýzu vlivu tepelných a vlhkostních parametrů cihelného střepu děrované cihly na roční energetickou bilanci charakteristických obvodových plášťů.

Konstrukce, materiály a vstupní parametry

Jako nosný materiál obvodového pláště byla uvažována děrovaná cihla tl. 500 mm, z vnitřní strany opatřená vápenocementovou omítkou tl. 10 mm. Dále jsme uvažovali s variantou bez zateplení, kdy byla z vnější strany uvažována pouze vápenocementová omítka tl. 10 mm, a poté variantu s tepelnou izolací, jmenovitě s hydrofobní minerální vlnou tl. 100 mm. Tloušťka lepicí vrstvy mezi izolací a nosným zdivem byla 10 mm. Základní materiálové charakteristiky analyzovaných materiálů jsou shrnuty v *tab. 1*. Při označení charakteristik byly použity symboly: ρ – objemová hmotnost [kg/m^3], ψ - pórovitost [%], c – měrná tepelná kapacita [J/kgK], μ – faktor difúzního odporu pro vodní páru [-], λ_{dry} – součinitel tepelné vodivosti v suchém stavu [W/mK], λ_{sat} – součinitel tepelné vodivosti ve vodou nasyceném stavu [W/mK], κ_{app} – střední hodnota součinitele vlhkostní vodivosti závislém na obsahu vlhkosti [m^2/s], w_{hyg} – hygroskopický obsah vlhkosti objemový [m^3/m^3]. Všechny tyto parametry byly naměřeny v laboratořích transportních procesů Katedry materiálového inženýrství a chemie Fakulty stavební ČVUT v Praze [21], [22]. Vlastnosti děrované cihly uvedené v *tab. 1* jsou po homogenizaci.

Tab. 1. Materiálové charakteristiky materiálů

Parametr	Jednotka	Vápeno-cementová omítka	Cihla děrovaná homogenizovaná	Lepicí tmel	Minerální vlna
ρ	kg/m^3	1550	612	1430	270
ψ	%	40	23	42,6	88
c	J/kgK	1200	979 – 2 354	1020	630
μ	-	7	6,45	12,4	3
λ_{dry}	W/mK	0,7	*předmětem analýzy*	0,48	0,045
λ_{sat}	W/mK	2,4		2,02	0,246
κ_{app}	m^2/s	7,30E-07		1,07E-09	2,51E-10
w_{hyg}	m^3/m^3	0,03	0,0175	0,0201	0,0073

Počáteční i okrajové podmínky by měly být co nejvíce realistické, proto byla na exteriérové straně použita klimatická data. Nejspolehlivějších výsledků je dosaženo pro referenční rok, který obsahuje průměrné hodinové hodnoty klimatických dat za období posledních třiceti let (teplota, relativní vlhkost, směr a rychlost větru, srážky, intenzita slunečního záření). V této analýze byly použity hodnoty pro Prahu. Na interiérové straně jsme použili konstantní hodnoty relativní vlhkosti 55 % a teploty 21 °C.

Počáteční relativní vlhkost materiálů byla stanovena na 60 % a počáteční teplota na 21 °C. Délka simulace byla zvolena na tři roky, aby došlo k vytvoření ustáleného, resp. cyklicky se opakujícího stavu, ze kterého byly poté stanoveny výsledky.

Jako výchozí matematický model byl zvolen Künzelův model pro sdružený transport tepla a vlhkosti v porézních stavebních materiálech. Celá úloha byla řešena jako jednorozměrná.

Metodika výpočtu

Energetická bilance obvodového pláště byla vypočítána na základě výsledků třetího roku simulace a udává množství tepla v kilowatthodinách, které projde 1 m² obvodového pláště během jednoho roku. Kladné znaménko udává roční tepelnou ztrátu, záporné pak tepelný zisk. Energetická bilance byla stanovena z vypočtených hodinových hodnot tepelných toků na interiérové straně konstrukce, kde jsou hodnoty podstatně více ustálené

$$q = -\lambda(w)\frac{dT}{dx}, \qquad (1)$$

kde q označuje hustotu tepelného toku [W/m²], λ je součinitel tepelné vodivosti závislý na vlhkosti [W/mK], dT je teplotní rozdíl dvou uzlových hodnot definujících okrajový element při výpočtu metodou konečných prvků [K], dx je vzdálenost těchto uzlů [m]. Hodnota součinitele tepelné vodivosti λ při aktuálním obsahu vlhkosti byla stanovena lineární interpolací, přičemž vychází z hodnot λ_{dry} a λ_{sat} uvedených v *tab. 1*.

Roční energetická bilance je pak vypočtena integrací hodinových hodnot hustoty tepelného toku podle rovnice

$$Q = \int_{1.\ leden}^{31.\ prosinec} q(t)dt, \qquad (2)$$

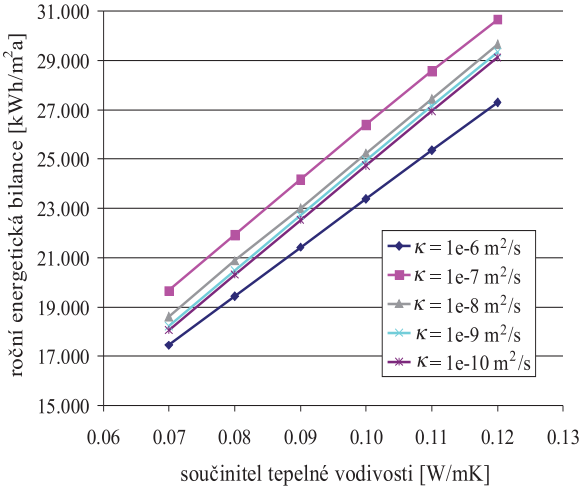
kde Q označuje roční energetickou bilanci [kWh/m²a] a $q(t)$ je časová funkce hustoty tepelného toku.

Výsledky tepelně-vlhkostní analýzy

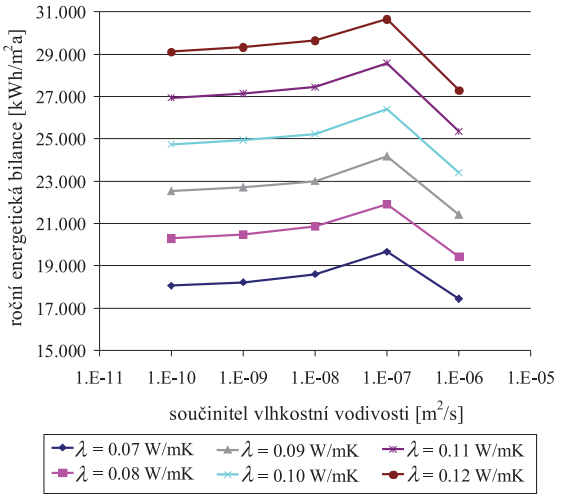
Výsledky simulace jsou systematicky členěny podle variant obvodového pláště a shrnuty v grafech. Výsledky vlivu vlhkostních a tepelných parametrů děrované cihly bez tepelné izolace na roční energetickou bilanci obvodového pláště jsou shrnuty v *tab. 2* a na *obr. 1* a *obr. 2*. Oba grafy zachycují stejné výsledky, avšak na *obr. 1* je jako měřítko zvolen součinitel tepelné vodivosti, na *obr. 2* pak součinitel vlhkostní vodivosti. Jak je z *obr. 1* patrné, s rostoucím součinitelem tepelné vodivosti roste energetická bilance obvodového pláště. Z hlediska vlhkosti však stojí za povšimnutí, že nejhorších výsledků je dosaženo při součiniteli vlhkostní vodivosti κ = 1e-07 m²/s, což je následně zřejmé z *obr. 2*.

Tab. 2. Roční energetická náročnost obvodového pláště bez tepelné izolace

kWh/m²a		λ [W/mK]					
		0,07	0,08	0,09	0,1	0,11	0,12
κ [m²/s]	1,00E-06	17,4	19,4	21,4	23,4	25,4	27,3
	1,00E-07	19,7	21,9	24,2	26,4	28,6	30,7
	1,00E-08	18,6	20,9	23	25,2	27,4	29,7
	1,00E-09	18,2	20,5	22,7	24,9	27,1	29,3
	1,00E-10	18,1	20,3	22,5	24,7	26,9	29,1



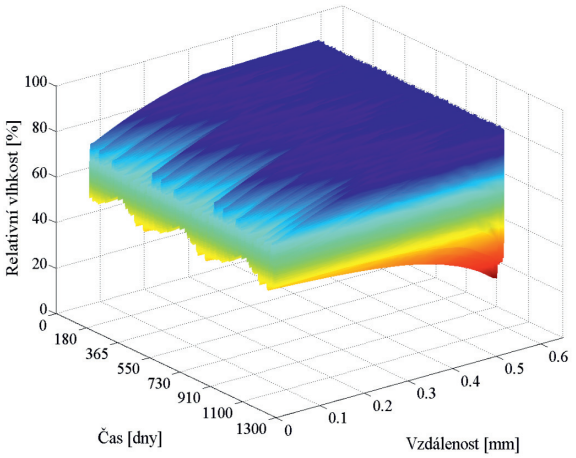
Obr. 1. Vliv součinitele tepelné vodivosti na roční energetickou bilanci obvodového pláště bez tepelné izolace



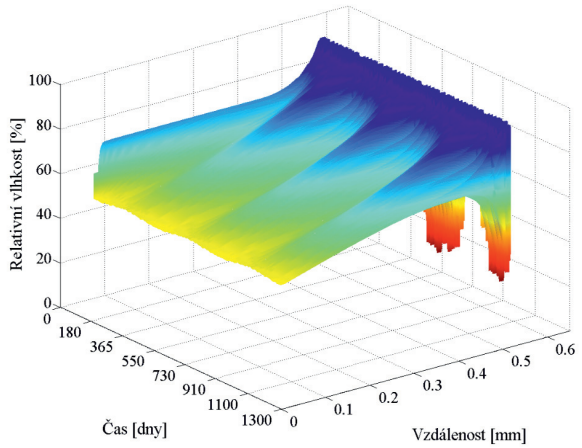
Obr. 2. Vliv součinitele vlhkostní vodivosti na roční energetickou bilanci obvodového pláště bez tepelné izolace

Optimálních výsledků z hlediska roční energetické bilance je dosaženo při součiniteli vlhkostní vodivosti κ = 1e-06 m²/s, avšak z pohledu vlhkostního chování není tato varianta příliš příznivá, jelikož se relativní obsah vlhkosti ve vnějších vrstvách obvodového pláště drží téměř celoročně nad 80 %, jak je zřejmé z *obr. 3*.

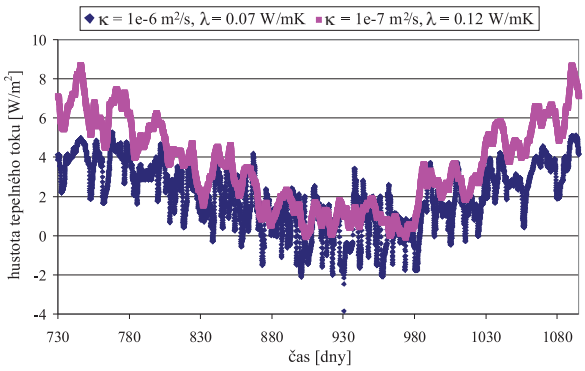
Naopak z hlediska vlhkostního se jako optimální varianta jeví děrovaná cihla s hodnotou součinitele vlhkostní vodivosti κ = 1e-07 m²/s a s hodnotou součinitele tepelné vodivosti v suchém stavu λ = 0,09 W/mK (*obr. 4*). Porovnání hustoty tepelných toků dvou krajních variant je pro ilustraci znázorněno na *obr. 5*.



Obr. 3. Vlhkostní pole obvodového pláště bez tepelné izolace, κ = 1e-6 m²/s, λ = 0,07 W/mK



Obr. 4. Vlhkostní pole obvodového pláště bez tepelné izolace, κ = 1e-9 m²/s, λ = 0,09 W/mK



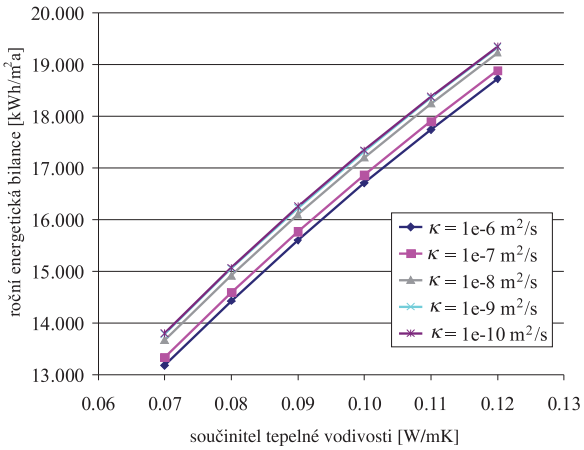
Obr. 5. Porovnání hustot tepelných toků vybraných variant obvodového pláště bez tepelné izolace

Výsledky vlivu vlhkostních a tepelných parametrů děrované cihly s hydrofobní minerální vlnou na roční energetickou bilanci obvodového pláště jsou shrnuty v *tab. 4* a na *obr. 6* a *obr. 7*.

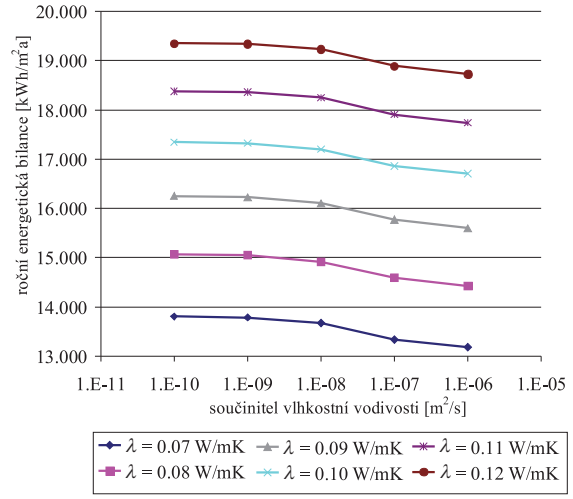
Z výsledků lze vypozorovat, že snížením součinitele tepelné vodivosti děrované cihly o 0,01 W/mK dojde ke snížení roční energetické bilance v průměru o 1,2 kWh/m²a. Rozložení relativní vlhkosti a teploty napříč konstrukcí je rovněž charakteristické, jak je patrné z *obr. 8* a *obr. 9*. Porovnání hustoty tepelných toků dvou krajních variant je pro ilustraci znázorněno na *obr. 10*.

Tab. 3. Roční energetická náročnost obvodového pláště s hydrofobní minerální vlnou

kWh/m²a		λ [W/mK]					
		0,07	0,08	0,09	0,1	0,11	0,12
κ [m²/s]	1,00E-06	13,2	14,4	15,6	16,7	17,7	18,7
	1,00E-07	13,3	14,6	15,8	16,9	17,9	18,9
	1,00E-08	13,7	14,9	16,1	17,2	18,3	19,2
	1,00E-09	13,8	15,1	16,2	17,3	18,4	19,3
	1,00E-10	13,8	15,1	16,3	17,3	18,4	19,4



Obr. 6. Vliv součinitele tepelné vodivosti na roční energetickou bilanci obvodového pláště s hydrofobní minerální vlnou

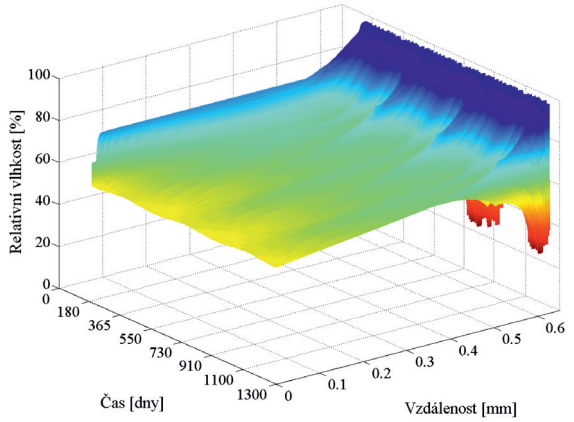


Obr. 7. Vliv součinitele vlhkostní vodivosti na roční energetickou bilanci obvodového pláště s hydrofobní minerální vlnou

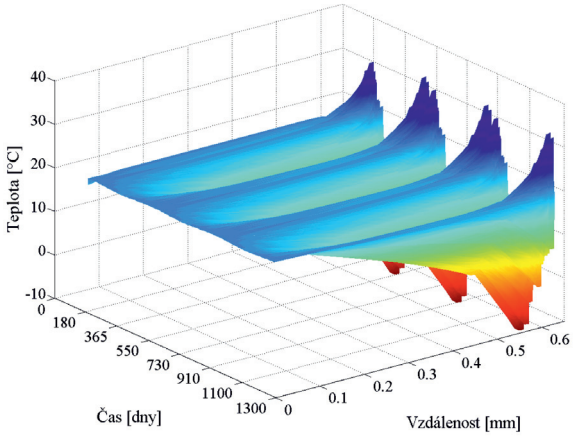
Diskuze

Jak ukazují výsledky prezentované v tomto článku, tepelné i vlhkostní parametry děrované cihly mají významný vliv na roční energetickou bilanci obvodového pláště. Při návrhu optimálních parametrů však nelze pouze jednostranně hledět na energetickou bilanci, je také třeba posuzovat další aspekty, zejména pak vlhkostní chování obvodového pláště.

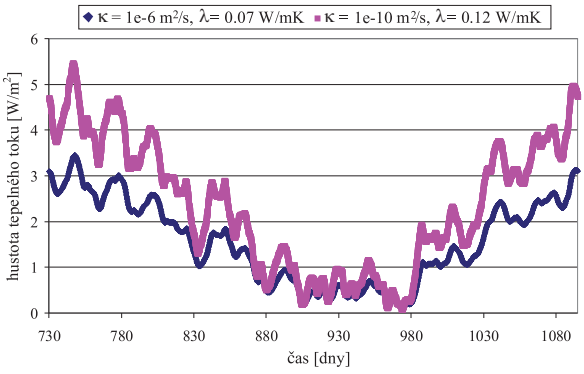
V obou variantách obvodového pláště bylo zjištěno, že minimalizací součinitele tepelné vodivosti dojde ke znač-



Obr. 8. Vlhkostní pole obvodového pláště s hydrofobní minerální vlnou, κ = 1e-10 m²/s, λ = 0,12 W/mK



Obr. 9. Teplotní pole obvodového pláště s hydrofobní minerální vlnou, κ = 1e-10 m²/s, l = 0,12 W/mK



Obr. 10. Porovnání hustoty tepelných toků vybraných variant obvodového pláště s hydrofobní minerální vlnou

ným úsporám energie spotřebované na vytápění. Budeme-li například uvažovat pokles tohoto součinitele u děrované cihly z 0,12 na 0,08 W/mK, dosáhneme tím u obvodového pláště s minerální vlnou roční úspory 22,5 % a v případě nezatepleného zdiva až 29,5 % (výpočet dle *tab. 2*, *tab. 3*).

Podstatně složitější je problematika optimálních vlhkostních parametrů, jmenovitě součinitele vlhkostní vodivosti. U nezateplené konstrukce se z hlediska energetické bilance jeví nejhůře hodnota 1e-7 m²/s, nejlépe pak varianta se součinitelem vlhkostní vodivosti 1e-6 m²/s. Tato hodnota je však z hlediska vlhkostního chování nepřípustná (*obr. 3*). Vysoký součinitel vlhkostní vodivosti vede k výraznému zvýšení vlhkosti v obvodovém plášti během roku. Ten by tak byl vystaven vysokému vlhkostnímu namáhání a s tím souvisejícím dalším rizikům, jako je mechanická koroze, biokoroze apod. Jako optimální se tak jeví hodnota 1e-8 m²/s.

V případě zateplení hydrofobní minerální vlnou nejsou rozdíly v roční energetické bilanci vlivem součinitele vlhkostní vodivosti tak velké (4-5 %). Stanovení optimální hodnoty součinitele vlhkostní vodivosti proto vychází především z výsledného vlhkostního chování a následně z roční energetické bilance. Dle těchto kritérií se jako optimální jeví hodnoty v rozsahu 1e-8 až 1e-9 m²/s, které vedou k udržování relativní vlhkosti ve zdivu celoročně v rozmezí 50-60 %.

Budeme-li uvažovat pouze jediný typ děrované cihly, který by měl být vhodný pro zateplené i nezateplené obvodové pláště, vychází jako optimální varianta součinitele vlhkostní vodivosti hodnota 1e-8 m²/s. Je však nutné poznamenat, že jde pouze o střední hodnotu, která odpovídá přibližně dvoutřetinové vlhkostní saturaci. Pro ověření výsledků by bylo zapotřebí provést přesnější měření této veličiny (součinitele vlhkostní vodivosti), zejména její vlhkostní závislosti, a výpočty opakovat.

Závěr

Při navrhování nízkoenergetických domů se zřídka spolu s energetickou bilancí řeší vlhkostní namáhání konstrukce. Je to dáno zejména nedostatkem návrhových metod v současných normách, kdy je zcela zanedbán vliv transportu kapalné vlhkosti ve zdivu. Numerická analýza ukázala, že vliv vlhkosti je při návrhu velmi závažný. Tato analýza byla v současné fázi provedena pouze s konstantní hodnotou součinitele vlhkostní vodivosti, proto se v další fázi výzkumu předpokládá zpřesnění výpočtů s použitím součinitele vlhkostní vodivosti závislého na obsahu vlhkosti.

Článek vznikl za podpory projektu FR-TI3/085 MPO ČR.

Literatura

[1] Anastaselos, D. – Giama, E. – Papadopoulos, A. M.: An assessment tool for the energy, economic and environmental evaluation of thermal insulation solutions. Energy and Buildings **41** (2009) 1165-1171.

[2] Anastaselos, D. – Oxizidis, S. – Papadopoulos, A. M.: Energy, environmental and economic optimization of thermal insulation solutions by means of an integrated decision support system. Energy and Buildings **43** (2011) 686-694.

[3] Chwieduk, D.: Towards sustainable-energy buildings. Applied Energy **76** (1–3) (2003) 211-217.

[4] EuroACE, Towards Energy Efficient Buildings in Europe, final report June (ec.europa.eu), 2004.

[5] Balaras, C. A. – Droutsa, K. – Argiriou, A. A. – Asimakopoulos, D. N.: Potential for energy conservation in apartment buildings, Energy & Buildings **31** (2) (2000) 143-154.

[6] European Union, Directive 2010/31/EC of the European Parliament and of the Council of 19 May 2010 on the energy performance of buildings, Official Journal of the European Communities (June 2010).

[7] Aste, N. – Angelotti, A. – Buzzetti, M.: The influence of the external walls thermal inertia on the energy performance of well insulated buildings, Energy and Buildings **41** (11) (2009) 1181-1187.

[8] Di Perna, C. – Stazi, F. – Ursini Casalena, A. – D'Orazio, M.: Influence of the internal inertia of the building envelope on summertime comfort in buildings with high internal heat loads. Energy and Buildings **43** (1) (2011) 200-206.

[9] Eicker, U.: Cooling strategies, summer comfort and energy performance of a rehabilited passive standard office building. Applied Energy **87** (6) (2010) 2031-2039.

[10] Rabah, K.: Development of energy-efficient passive solar building design in Nicosia Cyprus, Renewable Energy **30** (6) (2005) 937-956.
[11] Badescu, V. – Laaser, N. – Crutescu, R. – Crutescu, M. – Dobrovicescu, A. – Tsatsaronis, G.: Modeling, validation and time-dependent simulation of the first large passive building in Romania, Renewable Energy **36** (1) (2011) 142-157.
[12] Chandel, S. S. – Aggarwal, R. K.: Performance evaluation of passive solar building in Western Himalayas, Renewable Energy **33** (10) (2008) 2166-2173.
[13] ČSN 73 0540-2 Thermal protection of buildings – part 2: Requirements. ČNI 2011. česky?
[14] Michálek, P. – Pavlík, Z. – Tydlitát, V. – Černý, R. : Tepelné a vlhkostní vlastnosti hydrofilních minerálních vln. Stavební obzor **15** (6) (2006) 183-186.
[15] Jerman, M. – Maděra, J. – Kuča, P. – Černý, R. : Ověření funkčnosti vnitřního zateplení pomocí počítačové simulace. Stavební obzor **17** (10) (2008) 314-316.
[16] Pavlík, Z. – Jerman, M. – Černý, R.: Návrh a posouzení vnitřního tepelně izolačního systému na bázi hydrofilní minerální vlny. Stavební obzor **17** (5) (2008) 134-137.
[17] Kuča, P. – Tesárek, P. – Maděra, J. – Černý, R.: Posouzení dlouhodobého tepelně vlhkostního chování objektu s vnitřním zateplením. Stavební obzor **18** (1) (2009) 9-13.
[18] Pavlík, Z. – Vejmelková, E. – Pavlíková, M. – Fiala, L. – Černý, R.: Vliv vlhkosti na tepelnou vodivost vápenných kompozitů. Stavební obzor **18** (3) (2009) 65-71.
[19] Jerman, M. – Výborný, J. – Černý, R. : Tepelné a vlhkostní transportní charakteristiky nových pórobetonových výrobků. Stavební obzor **20** (1) (2011) 7-11.
[20] Maděra, J. – Tesárek, P. – Černý, R.: Počítačová simulace vlhkostních a teplotních polí v obvodovém plášti na bázi lité sádry. Stavební obzor, **17** (6) (2008) 175-178.
[21] Jiřičková, 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.
[22] Jerman, M. – Kočí, V. – Maděra, J. – Výborný, J. – R. Černý: Water and heat transport parameters of materials involved in AAC-based building envelopes. In: 1st Central European Symposium on Building Physics. Technical University of Lodz, 2010, pp. 39-45.

STAVEBNÍ OBZOR
ROČNÍK 20 ČÍSLO 7/2012

Navigace v dokumentu

OBSAH

Rokoš, O. – Máca, J.
Odezva tribun na zatížení davem s využitím Monte Carlo simulace **193**

Kočí, V. – Maďera, J. – Černý, R.
Vlhkostně tepelné podmínky v obvodových pláštích renovovaných historických budov **200**

Kaulich, V. – Trník, A. – Pavlíková, M. – Keppert, M. – Volfová, P. – Pavlík, Z.
Analýza tepelných vlastností omítky obsahující materiál se skupenskou přeměnou **205**

Mančík, Š. – Hájek, P. – Hodková, J. – Lupíšek, A. – Vochoc, L. – Žďára, T.
Envimat – environmentální profily stavebních výrobků v praxi **210**

Vondruška, M.
Návrh standardních postupů krizového řízení Design/Build projektů **213**

Nový, M.
Vývoj cen ve stavebnictví **218**

Braun, J. – Jašek, P.
Využití digitálního nivelačního přístroje při zatěžovací zkoušce balkónu **224**

Odezva tribun na zatížení davem s využitím Monte Carlo simulace

Ing. Ondřej ROKOŠ
prof. Ing. Jiří MÁCA, CSc.
ČVUT v Praze – Fakulta stavební

Stanovení odezvy konstrukcí tribun je i při poměrně dobré znalosti zatížení či biodynamických modelů člověka obtížnou záležitostí. Článek krátce shrnuje jednotlivé aspekty a podává řešení založené na simulaci Monte Carlo. Tu demonstruje jednoduchým příkladem a porovnává se zjednodušujícími postupy, jež jsou založeny na částečném rozvoji zatížení do Fourierovy řady s modely pasivního diváka jako diskrétní hmoty.

The response of grandstands loaded by spectators using the Monte Carlo simulation

The grandstand structure response estimation can be a difficult issue although quite accurate descriptions of dynamic loads and biodynamic models of spectators are known. The article briefly describes particular aspects and suggests a procedure based on the Monte Carlo simulation, which is compared with simplified methods. These employ the Fourier series expansion for the applied load and rigid masses of spectators.

1. Úvod

Článek volně navazuje na [7], odkud vyplynulo doporučení modelovat pasivní dav s využitím biodynamických modelů člověka, dav aktivní prostřednictvím generátorů zatížení k tomu určených. Výsledky byly získány porovnáním dvou modelů, a to systému se dvěma stupni volnosti (2DOF) a systému s jedním stupněm volnosti (SDOF). V prvním případě byli divák i konstrukce nahrazeni jedním supněm volnosti. V závislosti na hmotnostním poměru $\gamma = m_h/m_s$, kde m_h značí hmotnost příslušející publiku a m_s hmotnost samotné konstrukce, byly sledovány změny vlastních fekvencí, útlumů a modálních hmotností. Ve druhém případě byl dav nahrazen přidanou diskrétní hmotou a celá soustava modelována jako SDOF. Oba přístupy vykazovaly velmi omezené oblasti shody v případě odezvy na vynucené kmitání, odkud vyplynulo první doporučení. Krátce byla též naznačena specifika zatížení aktivním davem, která nelze dostatečně zachytit rozvojem v několik prvních harmonických Fourierovy řady a budou dále podrobněji diskutována.

Již u výše zmíněných systémů bylo porovnání možné pouze za jistých restriktivních předpokladů. Prvním z nich je prostorová stacionarita jak aktivní, tak pasivní části davu. Tím se řešená problematika odlišuje od konstrukcí lávek pro pěší aj., kde zatížení s časem mění též svou polohu. Budeme-li dále předpokládat natolik časově omezený kontakt aktivního diváka s podkladem, aby nedocházelo k ovlivnění vlastností konstrukce, jako jsou hmotnost, tuhost či útlum, můžeme jej reprezentovat časově závislým zatížením. Předpoklad se ukazuje správný pro frekvence skákání 2 Hz a vyšší, jak bylo experimentálně ověřeno např. v [3]. Pasivní dav můžeme nahradit biodynamickými modely za předpokladu neustálého kontaktu diváka s podkladem.

Celá problematika má do značné míry náhodný charakter. Matematickou formulaci lineárního problému provedeme diskretizací metodou konečných prvků a zapíšeme systémem diferenciálních rovnic

$$\boldsymbol{M}(\lambda)\ddot{\boldsymbol{v}}(t,\lambda) + \boldsymbol{C}(\lambda)\dot{\boldsymbol{v}}(t,\lambda) + \boldsymbol{K}(\lambda)\boldsymbol{v}(t,\lambda) = \boldsymbol{f}(t,\lambda), \qquad (1)$$

kde zdroje náhodností a nejistot explicitně zdůrazňujeme parametrem λ, časovou závislost parametrem t. V tomto specifickém případě rozdělíme nejistoty do skupin:

- pravá strana systému rovnic - náhodný proces zatížení $\boldsymbol{f}(t, \lambda)$,
- charakteristiky biodynamických modelů člověka - náhodnost matic $\boldsymbol{K}(\lambda)$, $\boldsymbol{M}(\lambda)$ a $\boldsymbol{C}(\lambda)$,
- velikost aktivní, resp. pasivní části davu,
- rozmístění aktivní, resp. pasivní části davu na konstrukci.

O každém zdroji nejistot lze diskutovat a uvážit jeho vliv na odezvu. Pro další zjednodušení pokládejme parametry konstrukce za deterministické.

2. Přímá simulace

Simulace Monte Carlo (dále MC) představuje vcelku obecnou metodu pro řešení problémů s náhodnými daty. Uplatní se v případě, že máme k dispozici algoritmus pro řešení odpovídajícího deterministického problému a známe charakteristiky náhodných veličin, resp. funkcí. Její významné omezení představuje výpočetní náročnost spojená s generováním dostatečného počtu náhodných veličin a řešením rovnic popisujících problém. Jednotlivé kroky shrneme:

- generování náhodných proměnných a funkcí,
- výpočet řešení deterministických problémů,
- statistické zpracování výsleků.

Těmto bodům v případě praktického návrhu a posouzení předcházejí:

- vstupní údaje konstrukce geometrické, materiálové apod.,
- statická a dynamická analýza samotné konstrukce,
- výběr vhodných modelů pasivního davu na základě vlastních frekvencí.

Statisticky zpracované výsledky simulace vyhodnotíme z hlediska mezních stavů únosnosti a použitelnosti (RMS – efektivní hodnota, VDV – velikost vibrační dávky atd.).

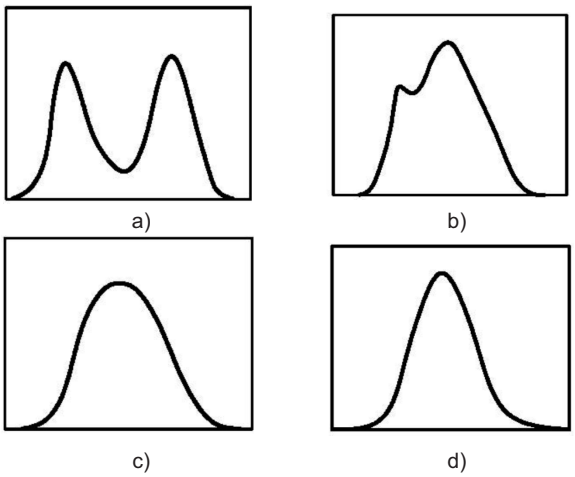
2.1. Generování náhodných proměnných a funkcí

Pro jednoduchost uvažujme zatížení působící ve svislém směru bez vodorovných účinků, stejně tak výchylky biodynamických modelů pasivního davu omezme na svislé. Máme-li syntetický proces zatížení, není již složité získat

vodorovné účinky, např. hodnotou 6 % vertikálních sil, jak uvádí norma [1], resp. 20 %, jak vyplývá z měření jedné osoby v [8]. Obdobně můžeme uvažovat modely pasivních diváků rovinné či prostorové místo jednorozměrných. Zdůrazněme, že při celkovém počtu N simulací MC budeme generovat $N{\cdot}n_A$ náhodných procesů zatížení a $N{\cdot}n_P{\cdot}k_P$ náhodných parametrů. Zde n_A, resp. n_P, označuje počet aktivních, resp. pasivních diváků, k_P počet náhodných parametrů popisujících biodynamický model. K získání přesnější představy o odezvě bude nutné provést alespoň tisíce realizací.

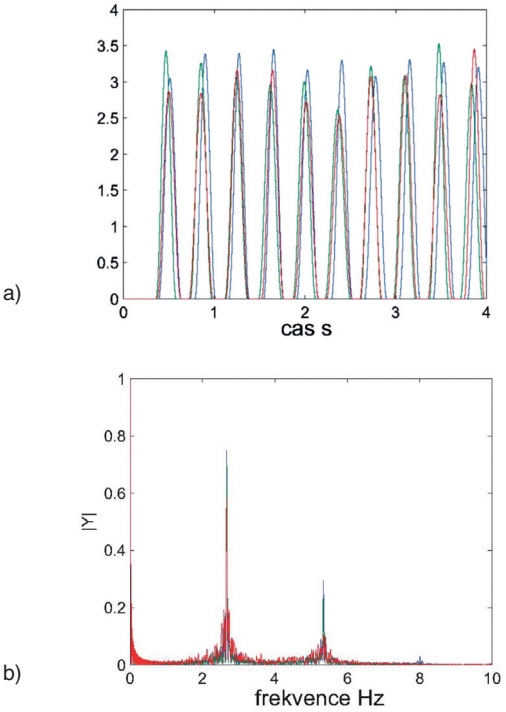
2.1.1. Pravá strana systému rovnic – náhodný proces zatížení

Popisem časového průběhu zatížení se zabývá mnoho článků s různými přístupy. Z novějších jmenujme [12], kde lze nalézt generátor pro diskrétní hodnoty frekvencí skákání 1,5; 2,0; 2,67; 3,5 Hz, resp. [11], kde autoři uvádějí generátor pro frekvenční pásmo v rozsahu 1,4-2,8 Hz. Za nejvýznamnější druh zatížení je obecně považováno periodické synchronizované skákání skupiny osob. Jeden proces sestává z posloupnosti silových impulsů umístěných na časové ose s periodami úměrnými frekvenci skákání. Tvary impulsů vykazují závislost na frekvenci zachycenou (*obr. 1*). Zatímco impulsy s frekvencí vyšší než 2 Hz lze aproximovat částmi goniometrických funkcí či jejich mocninami, impulsy odpovídající nižším frekvencím 1,4-2,0 Hz vyžadují složitější popis. Ten může být založen na lineární kombinaci Gaussových funkcí [10] či na analogii s řešením odezvy SDOF s časově proměnnou hmotností [9].



Obr. 1. Kvalitativní závislost tvaru impulsu na frekvenci
a – 1,5 Hz, *b* – 2,0 Hz, *c* – 2,67 Hz, *d* – 3,5 Hz

Pro tvorbu syntetického zatížení použijeme postup uvedený v [12]. K aproximaci silových impulsů všech frekvencí skákání je užito goniometrických funkcí $\cos^2$, jejichž umístění v čase autoři popisují hodnotou v těžišti. Myšlenka generátoru spočívá ve sledované lineární závislosti mezi umístěním předchozího a stávajícího impulsu upravená o náhodnou odchylku. S předpokladem zachování hybnosti se velikost impulsu stane funkcí časového umístění. Generované průběhy s frekvencí 2,67 Hz normované tíhou diváka zachycuje *obr. 2a*, jejich obrazy ve frekvenčním spektru *obr. 2b*. Jelikož jsou impulsy pro všechny frekvence skákání aproximovány stejně, bude časový záznam ostatních frekvencí prakticky totožný s *obr. 2a*. Obdobně obrazy ve frekvenčním spektru budou shodné, tedy s rostoucím pořadovým číslem harmonické bude klesat její význam. To je však v rozporu se skutečností, viz *obr. 2a*, kdy druhá, resp. třetí, harmonická může být významnější než první, resp. druhá. Odtud vyplývá použitelnost generátoru pro frekvence skákání 2,5 Hz a vyšší.



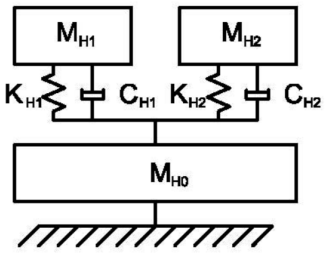
Obr. 2. Ukázka trojice generovaných procesů zatížení založených na [12]
a – zatížení normované tíhami, *b* – obrazy ve frekvenčním spektru

Při zatížení skupinou osob byl sledován fenomén synchronizace, který se dá vyjádřit jako nemožnost dokonalého zkoordinování jednotlivých diváků při zatížení s určitou frekvencí. Míru synchronizace vyjadřujeme poměrem sledovaného zatížení k zatížení za předpokladu dokonalé souhry. Užitý model dosahuje hodnoty 0,82 pro malé i velké skupiny (10, resp. 4 000 osob). Pro porovnání uveďme poměry měřené: 0,53; 0,81; 0,65, viz [14] (10 osob).

Složitější modely [11] předpokládají nesymetrické funkce silových impulsů a zobecňují časové uspořádání. Veškeré generátory produkují zatížení normované tíhami diváků, které lze snadno doplnit z jiných zdrojů [6]. Zdůrazněme, že použití několika dominantních členů Fourierova rozvoje nemusí vést k uspokojivým výsledkům.

2.1.2. Charakteristiky dynamických modelů člověka

V zájmu jednoduchosti se omezíme na jednorozměrné modely. Ty postačují s jedním či dvěma stupni volnosti zapojenými sériově, paralelně, popř. s přidanou pevnou hmotou. Jejich parametry lze v nejjednodušším případě uvažovat deterministické, viz *tab. 1*, popř. [13]. V obecném případě však jde o náhodné veličiny, charakteristiky získané statistickým zpracováním dat uvedených v [15] z měření 60 osob shrnuje *tab. 2*. Celkovou hmotnost jednotlivých biodynamických modelů lze doplnit např. z [6]. Význam parametrů přibližuje *obr. 3*. Poznamenejme, že v případě modelů s více stupni volnosti parametry typicky nereflektují jednotlivé části lidského těla, avšak jsou odvozeny z nejlepší shody diskrétního modelu s měřenými daty. Modální charakteristiky popisují hlavní frekvence kmitání lidského organizmu jako celku ve svislém směru. Příslušné vlastní tvary odpovídají podélným vibracím kostry a smykovým vibracím tkání společně s vnitřními orgány.



Obr. 3. K významu jednotlivých parametrů z tab. 1

Tab. 1. Parametry biodynamických modelů [13]

Model	Fyzikální charakteristiky			Modální		
tlumený systém, jeden stupeň volnosti – člověk sedící						
Coermann 1962[1]	M_H	86,20	kg	f_H	5	Hz
	K_H	85,25	kN/m	ξ_H	0,3	
	C_H	1,72	kNs/m			
tlumený systém, dva stupně volnosti – člověk sedící						
Wei a Griffin 1998 (paralelní)[2]	M_{H1}	36,20	kg	f_{H_1}	4,9	Hz
	K_{H1}	35,01	kN/m	ξ_H	0,4	
	C_{H1}	0,82	kNs/m			
	M_{H2}	8,90	kg	f_{H_2}	9,7	Hz
	K_{H2}	33,25	kN/m	ξ_H	0,4	
	C_{H2}	0,48	kNs/m			
	M_{H0}	5,60	kg			
Suggs 1969[3]	M_{H1}	36,30	kg	f_{H_1}	4,5	Hz
	K_{H1}	28,45	kN/m	ξ_H	0,2	
	C_{H1}	0,47	kNs/m			
	M_{H2}	12,50	kg	f_{H_2}	5,5	Hz
	K_{H2}	15,03	kN/m	ξ_H	0,3	
	C_{H2}	0,27	kNs/m			
tlumený systém, jeden stupeň volnosti – člověk stojící						
Brownjohn 1999	M_H	80,00	kg	f_H	4,9	Hz
	K_H	82,00	kN/m	ξ_H	0,4	
	C_H	1,95	kNs/m			
tlumený systém, dva stupně volnosti – člověk stojící						
ISO 5982 (paralelní)	M_{H1}	62,00	kg	f_{H_1}	5	Hz
	K_{H1}	62,00	kN/m	ξ_H	0,4	
	C_{H1}	1,46	kNs/m			
	M_{H2}	13,00	kg	f_{H_2}	13	Hz
	K_{H2}	80,00	kN/m	ξ_H	0,5	
	C_{H2}	0,93	kNs/m			

[1] založeno na měření mechanické impedance 8 mužů,
[2] založeno na měření zdánlivé hmoty 60 osob,
[3] založeno na měření mechanické impedance 11 mužů

Tab. 2. Střední hodnoty μ, směrodatné odchylky σ netlumených vlastních frekvencí a poměrných útlumů biodynamických modelů [12]

Pozice Parametry	Vlastní frekvence, netlumené [Hz]				Poměrné útlumy			
	f_1		f_2		ξ_1		ξ_2	
	μ	σ	μ	σ	μ	σ	μ	σ
muž sedící	5,1	0,58	9,3	2,01	0,311	0,1011	0,437	0,4341
žena sedící	5,3	1,06	9,2	2,85	0,385	0,149	0,317	0,1163
dítě sedící	5,2	5,16	15,9	24,2	0,375	0,3923	0,312	0,3635
člověk stojící	5,8	0,54	12,6	2,34	0,331	0,0721	0,459	0,1721

2.1.3. Velikost aktivní, resp. pasivní části davu

Při řešení této otázky lze zjednodušeně uvážit předpokládané využití objektu, parametr odhadnout a považovat za vstupní. V opačném případě představu poskytne výpočet celkově obsazené konstrukce aktivním davem či pouze v kritických místech bez přítomnosti davu pasivního. To povede k extrémní odezvě v předem zvoleném bodu.

2.1.4. Rozmístění aktivní, resp. pasivní části davu na konstrukci

Budeme-li předpokládat obsazení konstrukce pouze aktivním davem předem neurčené velikosti, můžeme nalézt či odhadnout rozmístění a počet diváků, jež vyvolají extrémní výchylku v předem zvoleném bodu. Pro tyto účely aproximujeme zatížení Fourierovou řadou

$$F(t) = G\left[1 + \sum_{k=1}^{n_{\text{harm}}} r_k \cdot \cos(k 2\pi \bar{f} t + \phi_k)\right], \qquad (2)$$

kde G značí vlastní tíhu diváka, $\bar{f}$ frekvenci skákání, r_k amplitudy dílčích harmonických, $\boldsymbol{\phi} \in [-\pi, \pi]$ fázové posuny a n_{harm} počet použitých harmonických. Hodnoty prvních šesti harmonických pro normální způsob skákání $\boldsymbol{r}$ = (9/5; 9/7; 2/3; 9/55; 9/91; 2/15), $\boldsymbol{\phi}$ = ($-\pi$/3; -2π/3; $-\pi$; 2π/3; -2π/3; $-\pi$) bylo přejato z [4], kde autoři uvádí též hodnoty pro intenzivní a lehký aerobik. Uvažujme dále G = 1, tedy zatížení normované vlastní tíhou. Jelikož budeme pracovat s Fourierovými řadami v komplexním tvaru, připomeňme vyjádření goniometrické funkce

$$r\cos(2\pi \bar{f} t + \phi) = \text{Re}\left[re^{i(2\pi \bar{f} t + \phi)}\right] = \frac{r}{2}\left[e^{i(2\pi \bar{f} t + \phi)} + e^{-i(2\pi \bar{f} t + \phi)}\right], \qquad (3)$$

čemuž odpovídají jednostranná, resp. oboustranná spektra $\{re^{i\varphi}\}$, resp. $\{re^{i\varphi}/2;\ re^{-i\phi}/2\}$ pro příslušné frekvence $\{\bar{f}\}$ a $\{\bar{f}; -\bar{f}\}$ či spektrální hustoty $re^{i\phi}\delta(f-\bar{f})$, resp. r/2 [$re^{i\phi}\delta(f-\bar{f}) + re^{-i\phi}\delta(f+\bar{f})$] při použití Fourierovy transformace. Zde symboly Re a Im značíme reálnou a imaginární část komplexního čísla, symbolem i komplexní jednotku.

První odhad založíme na dominantní harmonické, kterou získáme z funkce frekvenční odezvy FRF (Frequency Response Function). Jde vlastně o nalezení frekvenčně závislé příčinkové funkce. Získáme ji Fourierovou nebo Laplaceovou (pro $p = i2\pi f$) transformací rovnice (1)

$$\begin{aligned} &\left[-(2\pi f)^2 \boldsymbol{M} + i2\pi f \boldsymbol{C} + \boldsymbol{K}\right]\hat{\boldsymbol{v}}(f) = \hat{\boldsymbol{f}}(f)\,, \\ &\hat{\boldsymbol{v}} = \boldsymbol{H}\hat{\boldsymbol{f}}\,, \\ &\boldsymbol{H} = \left[-(2\pi f)^2 \boldsymbol{M} + i2\pi f \boldsymbol{C} + \boldsymbol{K}\right]^{-1}. \end{aligned} \qquad (4)$$

Má-li dané periodické zatížení frekvenci $\bar{f}$ a jednotkovou amplitudu, např. $F(t) = \cos(2\pi \bar{f} t)$, stanovíme ustálené řešení (1) prostřednictvím (4_2), kde $\hat{f}(\bar{f})$ má na zatížených pozicích příslušné obrazy, např. $\delta(f-\bar{f})$ pro jednostrannou spektrální hustotu. Absolutní hodnoty m-tého řádku $\boldsymbol{H}$ chápeme jako příčinkovou čáru posunů m-tého kódového čísla od umístění jediné síly v bodu n, kde n označuje n-tý sloupec, čili prvek H_{mn}. Je-li $\bar{f}$ = f_k, kde f_k značí k-tou vlastní frekvenci kmitání konstrukce, odpovídají výše popsané hodnoty pořadnicím k-tého vlastního tvaru, přičemž je nutno respektovat fázová posunutí $\Psi = \arctan(\text{Im}H_{mn}/\text{Re}H_{mn})$. Pokud nás zajímají výchylky m-tého kódového čísla pouze od zatížení diváků, probíhá index n množinu jejich možného umístění $\boldsymbol{I}$ = (I_1, I_2, ..., I_{n_A}), kde n_A značí celkový počet pozic pro umístění diváka a I_p kódové číslo p-té pozice diváka. Harmonic-

kou $\hat{k}$, jež vede na extrémní odezvu kódového čísla m získáme nalezením maxima

$$\max_{k}\{\max_{n}[r_k|H_{mn}(2\pi k\bar{f})|]\}. \quad (5)$$

Příslušný vektor $H_{mn}(2\pi\hat{k}\bar{f})$, kde $n \in \boldsymbol{I}$ a m, $\hat{k}$ pevné můžeme rozložit na dvě disjunktní části: odezva v daném bodě je ve fázi se zatížením či v protifázi. Tomu odpovídají úhly fázového posunu odezvy $|\phi| < \pi/2$ či $|\phi| > \pi/2$, což popisuje znaménko reálné části ReH_{mn}, tedy znaménko cosϕ. Vzájemným porovnáním součtů

$$\sum_{(n,\mathrm{sgn}(\mathrm{Re}H_{mn})>0)} |H_{mn}(2\pi\hat{k}\bar{f})| \text{ respektive } \sum_{(n,\mathrm{sgn}(\mathrm{Re}H_{mn})<0)} |H_{mn}(2\pi\hat{k}\bar{f})|$$

zjistíme, která z částí způsobí větší amplitudu výchylky.

Ustálená odezva v daném bodě je periodickou funkcí s periodou první, tedy nejnižší harmonické. Extrémní výchylku lze tedy nalézt u druhého odhadu její parametrizací proměnnou $\eta \in [0,2\pi]$. Řešení provedeme numericky. Sestavme matice $\boldsymbol{D}$, $\boldsymbol{E}$ a $\boldsymbol{G}$

$$\boldsymbol{D} = \begin{pmatrix} 1 & 2 & \dots & n_{\mathrm{harm}} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 1 & 2 & \dots & n_{\mathrm{harm}} \end{pmatrix} \boldsymbol{E} = \begin{pmatrix} r_1 & r_2 & \dots & r_{n_{\mathrm{harm}}} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ r_1 & r_2 & \dots & r_{n_{\mathrm{harm}}} \end{pmatrix} \boldsymbol{G} = \begin{pmatrix} \phi_1 & \phi_2 & \dots & \phi_{n_{\mathrm{harm}}} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \phi_1 & \phi_2 & \dots & \phi_{n_{\mathrm{harm}}} \end{pmatrix} \quad (6)$$

o rozměru $n_A \times n_{\mathrm{harm}}$, které nesou postupně informaci o pořadovém čísle, amplitudě a fázovém posunu harmonické vstupního zatížení. Sestavme dále matici

$$\tilde{\boldsymbol{H}} = \begin{pmatrix} H_{ml_1}(2\pi\bar{f}\cdot 1) & H_{ml_1}(2\pi\bar{f}\cdot 2) & \dots & H_{ml_1}(2\pi\bar{f}\cdot n_{\mathrm{harm}}) \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ H_{ml_{n_A}}(2\pi\bar{f}\cdot 1) & H_{ml_{n_A}}(2\pi\bar{f}\cdot 2) & \dots & H_{ml_{n_A}}(2\pi\bar{f}\cdot n_{\mathrm{harm}}) \end{pmatrix}, \quad (7)$$

jež má v jednotlivých sloupcích umístěny řádky funkce frekvenční odezvy vyhodnocené pro dílčí harmonické 1, 2, …, n_{harm}. Řádky odpovídají kódovým číslům možného umístění diváka I_1, I_2, ..., I_{n_A}. Parametrizace nabývá tvaru

$$\boldsymbol{U} = \tilde{\boldsymbol{H}} : \boldsymbol{E} : \boldsymbol{e}^{\,i(\eta \boldsymbol{D}+\boldsymbol{G})}, \quad (8)$$

kde symbol : značí násobení po prvcích $(\tilde{\boldsymbol{H}}:\boldsymbol{E})_{mp} = \tilde{H}_{mp}E_{mp}$ a $(\boldsymbol{e}^{i(\eta\boldsymbol{D}+\boldsymbol{G})})_{mp} = e^{i(\eta D_{mp}+G_{mp})}$, v obou případech přes indexy m, p nesčítáme, jde tedy o násobení matic po prvcích. Dále sečteme reálné části sloupců v rovnici (8), viz (3), tedy $\boldsymbol{u} = u_m = \mathrm{Re}\left(\sum_{p=1}^{n_{\mathrm{harm}}} U_{mp}\right)$. Složky u_m mají význam výchylky bodu m od všech harmonických zatížení aplikovaného v uzlu $p \in I$ při hodnotě parametru η. Pro každé pevné η lze disjunktně rozložit množinu možného umístění aktivního davu na část ve fázi a protifázi s následným výběrem té, která vede k extrémní výchylce. Postup je obdobný metodě založené na dominantní harmonické. Kvalita řešení závisí na užité velikosti kroku $\Delta\eta$. Tu bude třeba kontrolovat periodou nejvyšší harmonické tak, abychom stále postihli její průběh, viz např. Nyquistovo kritérium $f_\eta > 2n_{\mathrm{harm}}$, kde n_{harm} značí počet použitých harmonických a f_η vzorkovací frekvenci η, tedy $\Delta\eta < 1/2n_{\mathrm{harm}}$. Ve vzorcích se objevuje pouze násobení a sčítání komplexních matic, můžeme tedy předpokládat celkovou nenáročnost algoritmu.

Ve výše uvedených postupech vystupuje funkce $\boldsymbol{H}$ pro pevně zvolené m, což odpovídá díky symetrii jednomu jejímu řádku nebo sloupci. Ten dostaneme při pevné frekvenci $\bar{f}$ řešením soustavy

$$[-(2\pi\bar{f})^2\boldsymbol{M} + i2\pi\bar{f}\boldsymbol{C} + \boldsymbol{K}]\boldsymbol{h}_m = \boldsymbol{D}\boldsymbol{h}_m = \boldsymbol{e}_m,$$

kde $\boldsymbol{h}_m$ značí m-tý řádek, resp. sloupec, matice $\boldsymbol{D}^{-1} = \boldsymbol{H}$ a $\boldsymbol{e}_m$ nulový vektor mající na m-té pozici jedničku. Má-li systém n_{dof} stupňů volnosti, stanovíme takto všech n_{dof} příčinků. To však není nutné: počet možných pozic diváka n_A je mnohem menší. Lze užít metod pro výpočet pouze vybraných prvků vektoru h_m, viz např. [5].

Známe-li předem velikost aktivního davu, postupujeme stejně s tím, že uvažujeme omezený počet pozic s ohledem na velikost jejich odezvy. Situace se však značně zkomplikuje přítomností pasivního davu, což zde nebudeme rozvádět. V neposlední řadě přichází v úvahu náhodné rozmístění s rovnoměrným rozdělením, popř. kumulace s využitím váhových funkcí (jiné druhy rozdělení).

2.2. Výpočet řešení pro vygenerovaná data

Integrací systému pohybových rovnic (1) diskretizované konstrukce získáme řešení. Jelikož v průběhu simulace bude třeba provést N řešení, kde N značí počet realizací MC, bude vhodné výpočet urychlit. Toho lze dosáhnout např. částečným rozvojem do reálných vlastních tvarů či iterací.

Integraci v časové oblasti provedeme Newmarkovou, HHT či jinou z dostupných metod. Pasivní dav popisují submatice rozšířených matic $\boldsymbol{K}$, $\boldsymbol{M}$ a $\boldsymbol{C}$ o příslušný počet stupňů volnosti. V důsledku neproporcionálního tlumení biodynamických modelů vychází část matice útlumu neproporcionální a nelze provést rozvoj do vlastních tvarů v plné míře. S využitím Schurova doplňku lze však úlohu řešit jako sdruženou a použít částečného rozvoje. Pro Newmarkovu integrační metodu obdržíme v každém časovém kroku soustavu

$$\boldsymbol{A}\ddot{\boldsymbol{v}}^i = \boldsymbol{R}^i, \quad (9)$$

kde jsme pro jednoduchost označili hodnoty uzlových zrychlení v i-tém kroku $\ddot{\boldsymbol{v}}^i$. Efektivní matici tuhosti a efektivní vektor pravé strany zapíšeme

$$\boldsymbol{A} = \boldsymbol{M} + \delta h\boldsymbol{C} + \alpha h^2\boldsymbol{K},$$
$$\boldsymbol{R}^i = \boldsymbol{f}^i - \left[\boldsymbol{C}(\dot{\boldsymbol{v}}^{i-1} + (1-\delta)h\ddot{\boldsymbol{v}}^{i-1}) + \boldsymbol{K}(\boldsymbol{v}^{i-1} + h\dot{\boldsymbol{v}}^{i-1} + (1/2-\alpha)h^2\ddot{\boldsymbol{v}}^{i-1})\right], \quad (10)$$

kde α, δ značí koeficienty metody a h délku časového kroku. Pro konstantní zrychlení a přesnost druhého řádu volíme $\alpha = 1/4$, $\delta = 1/2$. Rozepsáním (9) do bloků získáme

$$\begin{pmatrix} \boldsymbol{A}_{SS} & \boldsymbol{A}_{SH} \\ \boldsymbol{A}_{HS} & \boldsymbol{A}_{HH} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \ddot{\boldsymbol{v}}_S^i \\ \ddot{\boldsymbol{v}}_H^i \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \boldsymbol{R}_S^i \\ \boldsymbol{R}_H^i \end{pmatrix}, \quad (11)$$

kde submatice s indexy S, resp. H, přísluší konstrukci, resp. divákům. A_{HH} je diagonální nebo pásová s neproporcionálním útlumem a $A_{SH} = A_{HS}^T$. Submatice A_{SS} má pásový tvar s možností transformace do modálních souřadnic. Z druhé rovnice soustavy (11)

$$\ddot{\boldsymbol{v}}_H^i = \boldsymbol{A}_{HH}^{-1}\boldsymbol{R}_H^i - \boldsymbol{A}_{HH}^{-1}\boldsymbol{A}_{HS}\ddot{\boldsymbol{v}}_S^i, \quad (12)$$

dosadíme do první

$$\left(\boldsymbol{A}_{SS} - \boldsymbol{A}_{SH}\boldsymbol{A}_{HH}^{-1}\boldsymbol{A}_{HS}\right)\ddot{\boldsymbol{v}}_S^i = \boldsymbol{R}_S^i - \boldsymbol{A}_{SH}\boldsymbol{A}_{HH}^{-1}\boldsymbol{R}_H^i \quad (13)$$

a následnou transformací do modálních souřadnic $\boldsymbol{y}_i$ převedeme na tvar

$$\boldsymbol{C}\ddot{\boldsymbol{y}}^i = \boldsymbol{P}^i \quad (14)$$

Zde

$$\begin{aligned} \boldsymbol{C} &= \boldsymbol{V}^T \boldsymbol{A}_{SS} \boldsymbol{V} - \boldsymbol{B} \boldsymbol{A}_{HS} \boldsymbol{V}, \\ \boldsymbol{P}^i &= \boldsymbol{V}^T \boldsymbol{R}_S^i - \boldsymbol{B} \boldsymbol{R}_H^i, \\ \boldsymbol{B} &= \boldsymbol{V}^T \boldsymbol{A}_{SH} \boldsymbol{A}_{HH}^{-1}, \\ \ddot{\boldsymbol{v}}_S^i &= \boldsymbol{V} \ddot{\boldsymbol{y}}^i, \end{aligned} \tag{15}$$

kde $\boldsymbol{V}$ značí reálnou modální matici prázdné konstrukce s n_{eig} vlastními tvary. Matice soustavy (14) je plná, avšak rozměru $n_{\text{eig}} \times n_{\text{eig}}$. Výchylky a rychlosti vypočteme ze vztahů

$$\begin{aligned} \dot{\boldsymbol{v}}^i &= \dot{\boldsymbol{v}}^{i-1} + h[(1-\delta)\ddot{\boldsymbol{v}}^{i-1} + \delta \ddot{\boldsymbol{v}}^i], \\ \boldsymbol{v}^i &= \boldsymbol{v}^{i-1} + h\dot{\boldsymbol{v}}^{i-1} + h^2[(1/2-\alpha)\ddot{\boldsymbol{v}}^{i-1} + \alpha \ddot{\boldsymbol{v}}^i]. \end{aligned} \tag{16}$$

Shrňme řešení částečným rozvojem: rozložení ($10_{1,2}$) dle (11) a výpočet ($15_{1,2,3}$) s následným řešením (14). Veličiny s indexem *i* je nutné řešit v každém časovém kroku. Zrychlení konstrukce vypočteme z (15_4) a následně dosadíme do (12). Odtud získáme hodnoty zrychlení biodynamických modelů. Použitím (16) dostaneme výchylky a rychlosti systému jako celku.

Výpočet lze provést též iterací. Rozepsáním (1) způsobem obdobným (11) máme

$$\begin{aligned} \boldsymbol{M}_{SS}\ddot{\boldsymbol{v}}_S + \boldsymbol{C}_{SS}\dot{\boldsymbol{v}}_S + \boldsymbol{K}_{SS}\boldsymbol{v}_S &= \boldsymbol{f}_S - (\boldsymbol{M}_{SH}\ddot{\boldsymbol{v}}_H + \boldsymbol{C}_{SH}\dot{\boldsymbol{v}}_H + \boldsymbol{K}_{SH}\boldsymbol{v}_H), \\ \boldsymbol{M}_{HH}\ddot{\boldsymbol{v}}_H + \boldsymbol{C}_{HH}\dot{\boldsymbol{v}}_H + \boldsymbol{K}_{HH}\boldsymbol{v}_H &= \boldsymbol{f}_H - (\boldsymbol{M}_{HS}\ddot{\boldsymbol{v}}_S + \boldsymbol{C}_{HS}\dot{\boldsymbol{v}}_S + \boldsymbol{K}_{HS}\boldsymbol{v}_S), \end{aligned} \tag{17}$$

kde $\boldsymbol{f}_H = \boldsymbol{0}$ ze zřejmých důvodů. Soustavu (17_1) transformujeme modální maticí samotné konstrukce do diagonálního tvaru, (17_2) již v diagonálním tvaru je – biodynamické modely s jedním stupněm volnosti, popř. má pásový tvar s neproporcionálním útlumem a nelze již výhodněji upravit. Časovou integrací ($17_{1,2}$) získáme řešení. S ohledem na linearitu rovnice konvergují ve dvou krocích. Příklady ukazují, že tento způsob je výpočetně náročnější než užití prvního. Bude však jednodušší na implementaci.

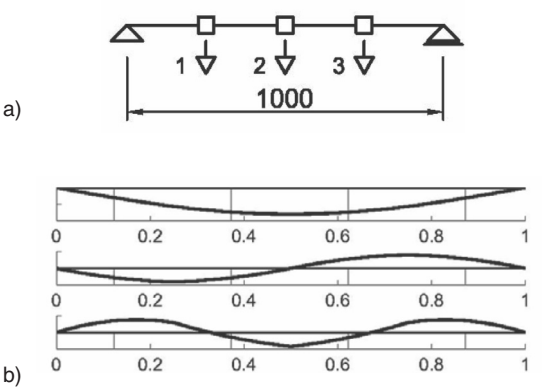
U diskutovaných přístupů byl vždy použit rozvoj do reálných vlastních tvarů, jelikož očekáváme malé hodnoty tlumení konstrukce. Další možností je využití komplexních tvarů kmitání, a tím se vypořádat s neproporcionálním útlumem. Nevýhoda této metody však spočívá v tom, že jednotlivých vlastních tvarů se účastní dynamické modely pasivních diváků, kterých může býti na konstrukci mnoho. Tím dochází k nadměrnému navýšení celkového počtu vlastních tvarů nutných v rozvoji. Efektivita obou přístupů závisí především na n_{eig} počtu vlastních tvarů v rozvoji, poměru stupňů volnosti diváků a konstrukce, také na použitém biodynamickém modelu.

2.3. Statistické zpracování výsledků

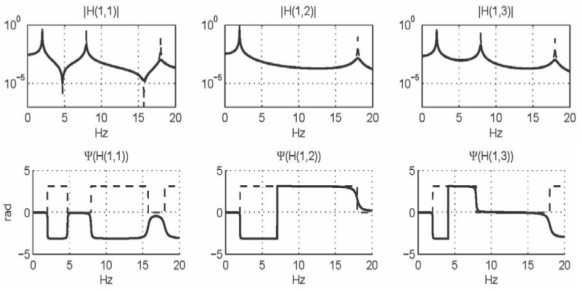
Výstup představuje skupina časových funkcí jednotlivých stupňů volnosti, pro které stanovíme libovolné z hodnot RMS, VDV apod. [2], popř. pravděpodobnosti překročení mezních hodnot, histogramy četností. Lze provést výpočet špičkových výchylek a zrychlení, rozdělení maxim, rychlostí překročení úrovně atd. pro odhad únavy konstrukce.

3. Numerický příklad

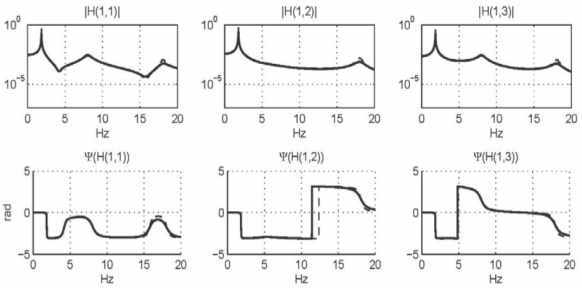
V této části popsaný postup aplikujeme na jednoduchém příkladu. Máme prostý nosník, jenž je diskretizován třemi prutovými prostorovými prvky Mindlinova typu. Geometrii a první tři svislé rovinné vlastní tvary kmitání zachycuje *obr. 4*. Nepočítáme-li koncové body uložení, máme tři pozice s kódovými čísly 1, 2 a 3 pro umístění diváků, $n \in \boldsymbol{I} = (1, 2, 3)$, hmotnostní poměr $\gamma = 0{,}1$.



Obr. 4. Geometrie konstrukce s vlastními tvary kmitání
a – geometrie, b – vlastní tvary



Obr. 5. Prvky funkce frekvenční odezvy $H_{mn}(f)$ pro m = 1, n = 1, 2, 3, prázdná konstrukce



Obr. 6. Prvky funkce frekvenční odezvy $H_{mn}(f)$ pro m = 1, n = 1, 2, 3, obsazená konstrukce

Pro jednoduchost volíme jeden bod, jehož odezvu budeme analyzovat, zbývající bychom provedli obdobně. Nechť je jím uzel s kódovým číslem $m = 1$. *Obrázek 5* zachycuje frekvenční závislosti vybraných prvků FRF prázdného nosníku – plná čára odpovídá Rayleighovu tlumení s hodnotami poměrných útlumů $\xi_1 = 0{,}005$, $\xi_2 = 0{,}008$ pro první a druhý svislý vlastní tvar kmitání, čárkovaná netlumené konstrukci. Z obrázku vyčteme hodnoty vlastních frekvencí, skutečnost, že bod 2 je uzlem druhého vlastního tvaru a fázové posuny při harmonickém buzení. Stejné funkce nyní pro porovnání za přítomnosti trojice pasivních diváků dle Coermanna (*tab. 1*) zachycuje (*obr. 6*). Odtud je zjevná celkově menší odezva společně s posunutím a zhlazením rezonančních vrcholů. Míru změny tlumení vlastních tvarů kmitání zachycuje *tab. 3*, kde jsou také uvedeny hodnoty sedmi vlastních frekvencí. Svislým ohybovým tvarům odpovídají pořadová čísla 1, 2, 3 a 6. Poznamenejme, že v *tab. 1*, resp. *tab. 2*, jsou uvedeny hodnoty viskózních útlumů jednotlivých stupňů volnosti biodynamických modelů, které jsou odvozeny na základě nej-

lepší shody s měřenými daty. Tento útlum je zřejmě neproporcionální. Na druhé straně konstrukce je tlumena Rayleighovým proporcionálním útlumem. Řádky *tab. 3* tedy popisují, do jaké míry přítomnost pasivních diváků ovlivní útlumy příslušející vlastním tvarům kmitání konstrukce. Tvary 4-7 jsou beze změny, zatímco tvary 1-3 ve frekvenčním rozsahu vlastního kmitání biodynamického modelu jsou tlumeny více. Diváci mají tedy pozitivní vliv na útlum celého systému. Upozorněme však, že mohou nastat situace opačné, kdy dochází ke snížení útlumu, tzv. podtlumení v důsledku pasivního davu. Na tlumenou prázdnou konstrukci aplikujme zatížení s frekvencí $\bar{f}$ = 2,67 Hz. Hodnoty FRF pro jednotlivé harmonické shrnuje *tab. 4*, kde koeficienty r_k normovaného zatížení již byly uvedeny v části 2.1.4. Statické výchylky odpovídající $k = 0$ uvádíme pro úplnost.

Tab. 3. Porovnání poměrných útlumů ξj pro prázdnou a plně obsazenou konstrukci v závislosti na vlastních frekvencích f_j *[Hz]*

Obsazenost	j	1	2	3	4	5	6	7
prázdná	f_j	1,98	7,93	18	26,57	31,83	35,29	41,88
	ξ_j	0,005	0,008	0,017	0,024	0,029	0,032	0,038
plná	f_j	1,84	8,27	18,11	26,57	31,84	35,29	41,88
	ξ_j	0,007	0,072	0,032	0,024	0,029	0,032	0,038

Tab. 4. Funkce frekvenční odezvy $H_{mn}(\bar{f})\cdot 10^{-3}$ *pro první tři harmonické*

k	$k\bar{f}$ Hz	r_k	$H_{11}(2\pi k\bar{f})$	$H_{12}(2\pi k\bar{f})$	$H_{13}(2\pi k\bar{f})$
0	0	1	2,95	3,59	2,29
1	2,67	9/5	$2{,}76e^{i\pi(-0{,}994)}$	$4{,}55e^{i\pi(-0{,}995)}$	$3{,}51e^{i\pi(-0{,}995)}$
2	5,34	9/7	$0{,}24e^{i\pi(-0{,}019)}$	$0{,}64e^{i\pi(-0{,}999)}$	$0{,}98e^{i\pi(0{,}997)}$
3	8,01	2/3	$12{,}43e^{i\pi(-0{,}795)}$	$0{,}30e^{i\pi(0{,}999)}$	$12{,}23e^{i\pi(0{,}209)}$

Postupně uplatníme dvě popsané alternativy odhadu rozmístění aktivních diváků. Hledáme stav s extrémní absolutní dynamickou odezvou, tedy za absence pasivního davu bez uvažování statické složky zatížení.

● *Odhad založený na dominantní harmonické*

Vyberme harmonickou, která způsobí nejvýznamnější odezvu v bodě 1. *Z tabulky 4* vypočteme, že podmínku (5) splňuje $\hat{k} = 3$. To vychází z fyzikální skutečnosti, že třetí harmonická je v rezonanci s druhou vlastní frekvencí kmitání: $2/3\cdot 12{,}43 = 8{,}29 > 9/5\cdot 4{,}55 = 8{,}19 > 9/7\cdot 0{,}98 = 1{,}26$. Z řádku třetí harmonické v *tab. 4* vidíme, že zatížení aplikované v uzlech 1 a 2 vybudí odezvu v protifázi k odezvě zatížení aplikovaného v bodě 3: $\cos(-0{,}795\pi) = -0{,}8$; $\cos(0{,}999\pi) = -1$; $\cos(0{,}209\pi) = 0{,}792$. Vzhledem k odhadům 12,43 + 0,3 = 12,73 > 12,23 vyplývá odtud umístění zatížení do uzlů 1 a 2. Odhad výchylky založený na třetí harmonické $v_1 = 2/3\cdot 12{,}73 = 8{,}49$ mm. S využitím zbývajících harmonických a součtem jejich amplitud $v_1 = \sum_{k=1}^{3} r_k \sum_{n=1}^{2} |H_{1n}| = 22{,}78$ mm.

• *Řešení založené na parametrizaci periody první harmonické*

Stejně jako v předchozím případě využijeme první tři harmonické. Diskretizaci proměnné η uvažujeme s krokem $\Delta\eta = 0{,}01 < 1/(2\cdot 3) = 0{,}167$. Sestavíme matice $\boldsymbol{D}$, $\boldsymbol{E}$, $\boldsymbol{G}$ a $\tilde{\boldsymbol{H}}$

$$\boldsymbol{D} = \begin{pmatrix} 1 & 2 & 3 \\ 1 & 2 & 3 \\ 1 & 2 & 3 \end{pmatrix} \boldsymbol{E} = \begin{pmatrix} 9/5 & 9/7 & 2/3 \\ 9/5 & 9/7 & 2/3 \\ 9/5 & 9/7 & 2/3 \end{pmatrix} \boldsymbol{G} = \begin{pmatrix} -\pi/3 & -2\pi/3 & -\pi \\ -\pi/3 & -2\pi/3 & -\pi \\ -\pi/3 & -2\pi/3 & -\pi \end{pmatrix} \quad (18)$$

$$\tilde{\boldsymbol{H}} = \begin{pmatrix} 2{,}76e^{i\pi(-0{,}994)} & 0{,}24e^{i\pi(-0{,}019)} & 12{,}43e^{i\pi-(0{,}795)} \\ 4{,}55e^{i\pi(-0{,}995)} & 0{,}64e^{i\pi(-0{,}999)} & 0{,}30e^{i\pi\ (0{,}999)} \\ 3{,}51e^{i\pi(-0{,}995)} & 0{,}98e^{i\pi(0{,}997)} & 12{,}23e^{i\pi\ (0{,}209)} \end{pmatrix} \cdot 10^{-3}.$$

Matice $\boldsymbol{U}$ v (8) nabývá pro $\eta = 0{,}277\pi$ hodnot

$$\boldsymbol{U} = \begin{pmatrix} 4{,}97e^{i\pi(0{,}950)} & 0{,}30e^{i\pi(-0{,}133)} & 8{,}29e^{i\pi(-0{,}965)} \\ 8{,}18e^{i\pi(0{,}949)} & 0{,}83e^{i\pi(0{,}888)} & 0{,}20e^{i\pi(0{,}830)} \\ 6{,}32e^{i\pi(0{,}948)} & 1{,}26e^{i\pi(0{,}884)} & 8{,}16e^{i\pi(0{,}039)} \end{pmatrix} \cdot 10^{-3}. \quad (19)$$

Součtem reálných částí sloupců získáme $\boldsymbol{u} = (-12{,}87; -9{,}03; 0{,}69)^T$ mm, což dává absolutní extrémní výchylku $v_1 = 12{,}87 + 9{,}03 = 21{,}9$ mm pro obsazené pozice 1 a 2. Tato hodnota odpovídá také přesnému řešení výchylky bodu 1 ustáleného kmitání při zatížení v uzlech 1 a 2.

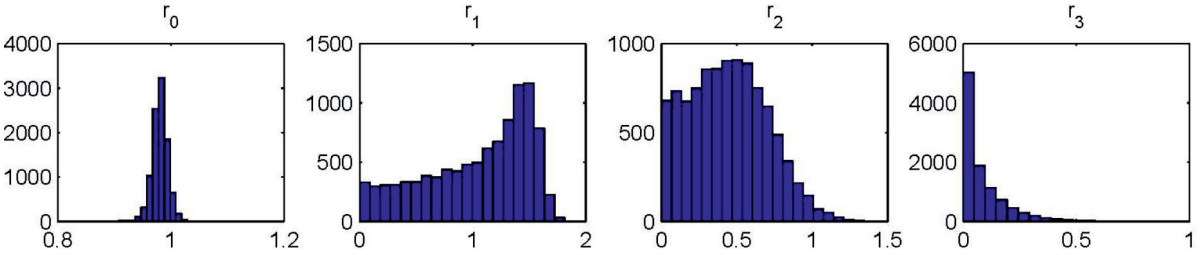
V krátkosti naznačíme odhad pravděpodobnosti výskytu nejhoršího rozmístění. Je mnoho alternativ, které bychom mohli uvážit ať již s použitím pouze aktivního, nebo smíšeného davu. Předpokládejme však, že na konstrukci máme n pozic pro diváky, a víme, že vhodným obsazením k z nich vybudíme absolutní extrém. Možností rozmístění je $\binom{n}{k}$, tedy pravděpodobnost výskytu $P = 1/\binom{n}{k}$. Pro $n = 30$ a $k = 15$, $P = 6\cdot 10^{-9}$, prakticky nula. Pravděpodobnost, že extrému bude dosaženo pro prázdnou či plně obsazenou konstrukci aktivním davem je u běžných konstrukcí malá.

Porovnejme nyní ustálené výchylky v_1 uzlu 1 v závislosti na aproximaci zatížení s frekvencí skákání $\bar{f}$ = 2,67 Hz, modelu pasivního diváka a rozmístění davu. Za nejpřesnější řešení můžeme považovat výchylky získané simulací MC. *Tabulka 5* s výslednými hodnotami pro normované zatížení je členěna do tří částí:

– I. pouze aktivní dav, což odpovídá umístění aktivního diváka na pozice 1 a 2, uzel 3 zůstává prázdný. V závorkách uvádíme pro porovnání výchylky v_1 pro zrcadlové obsazení konstrukce, tedy 1. pozice prázdná, 2. a 3. obsazena aktivním davem;

– II. smíšený dav s modelem dle Coermanna, kde na pozici 1 a 2 umístíme aktivního diváka, na pozici 3 dynamický model člověka. V závorkách uvádíme hodnoty pro zrcadlové obsazení, tedy pozice 1 pasivní divák, pozice 2 a 3 aktivní divák;

– III. smíšený dav s diskrétní hmotou odpovídá reprezentaci pasivního diváka přidanou diskrétní hmotou místo biodynamického modelu. Hodnoty v závorkách mají stejný význam jako výše. Pro všechny tři části je aktivní dav modelován čtyřmi způsoby. Zkratka MC značí využití generátoru syntetického zatížení dle [12], viz také část 2.1.1, DLF3 značí využití středních hodnot koeficientů prvních tří harmonických získaných rozvojem generovaného zatížení do Fourierových řad. Histogramy těchto harmonických zachycuje *obr. 7*, střední hodnoty $\mu_0 = 0{,}9806$, $\mu_1 = 1{,}0376$, $\mu_2 = 0{,}5532$, $\mu_3 = 0{,}0863$. Max DLF3 reprezentuje extrémní hodnoty koeficientů zaznamenaných při simulaci zatížení, hodnoty $r_0 = 0{,}9849$, $r_1 = 1{,}7911$, $r_2 = 1{,}3327$, $r_3 = 0{,}7793$. Odezvu porovnáváme prostřednictvím maximálních výchylek ustáleného řešení max max v_1, střední hodnoty maxim v rámci jednotlivých realizací E max v_1, jejich směrodatné odchylky σ max v_1 a střední hodnoty RMS ze všech simulací E RMS. Značné rozdíly poukazují na nutnost přiléhavého



Obr. 7. Histogramy tří harmonických generovaného zatížení, založeno na 10 000 simulacích MC

popisu zatížení a pasivních diváků. Využití několika prvních harmonických nemusí být vhodné: užití šesti harmonických v porovnání se třemi vede k vzájemné odchylce 2 %. Jiné konstrukce mohou naopak vykazovat menší odezvu na generované zatížení v porovnání s rozvojem do Fourierovy řady díky synchronizaci, která se na takto malé konstrukci nemůže projevit.

Tab. 5. Porovnání výchylek v_1 bodu 1 v závislosti na použitém zatížení a rozmístění davu

Aproximace zatížení	max max v_1	E max v_1	σ max v_1	E RMS
	[mm]			
I. pouze aktivní dav				
MC 1000	46,0 (49,8)	29,9 (30,1)	3,9 (4,1)	11,3 (11,3)
DLF 3		8,8 (8,7)		5,4 (6,0)
max DLF 3		23,7 (20,1)		11,6 (12,3)
Ellis		21,9 (18,9)		11,1 (11,8)
II. smíšený dav, pasivní divák dle Coermanna, viz *tab. 1*				
MC 1000	38,7 (39,9)	26,5 (26,6)	3,0 (3,0)	10,4 (10,6)
DLF 3		7,2 (8,6)		4,8 (5,5)
max DLF 3		15,2 (16,9)		8,6 (9,8)
Ellis		14,7 (16,5)		8,5 (9,8)
III. smíšený dav, pasivní divák diskrétní hmota m = 86,2 kg				
MC 1000	39,8 (48,8)	27,7 (27,6)	3,3 (3,2)	10,6 (10,8)
DLF 3		7,4 (8,4)		4,9 (5,5)
max DLF 3		15,7 (13,5)		8,8 (9,7)
Ellis		15,2 (13,7)		8,7 (9,7)

Jak též vyplývá z výsledků, nalezení rozmístění smíšeného davu na konstrukci, které by vedlo k extrémní výchylce bude složitější než v případě davu čistě aktivního. To je také důvod, proč jsme se tímto případem podrobněji nezabývali.

4. Závěr

Článek popisuje modelování odezvy konstrukcí tribun obsazených prostorově stacionárním davem s využitím simulace Monte Carlo a dostupných generátorů zatížení. Výsledky jsou porovnány s řešeními získanými částečným rozvojem zatížení do Fourierových řad. Výsledné hodnoty naznačují, že takové zjednodušení vede k celkově menší odezvě. Z ilustračních důvodů byla použita konstrukce velmi malého rozsahu, na které se však neprojeví synchronizace aktivního davu. Ta by mohla vést k opačné situaci, tedy k celkově větší odezvě na zatížení reprezentované Fourierovou řadou v porovnání se simulací MC.

Dále byly popsány dva postupy vyhledání prostorového rozmístění a velikosti aktivního davu, jež vede k extrémní výchylce v předem zvoleném bodu. Tyto postupy však byly aplikovány za předpokladu obsazení konstrukce pouze aktivním davem. Ukazuje se, že řešení obdobného problému pro smíšený dav je složitější a otázka nebyla diskutována.

Při simulacích Monte Carlo vyhodnocujeme velké množství realizací, a proto byl naznačen i způsob vedoucí k urychlení integrace pohybových rovnic. Vzhledem k tomu, že pouze část matice útlumu je neproporcionální, využívá prezentovaná metoda částečný rozvoj do reálných vlastních tvarů samotné konstrukce.

Chceme-li tedy dosáhnout přesnějších výsledků odezvy, či řešená konstrukce je náchylná k rezonanci se zatížením, nezbývá než doporučit použití biodynamických modelů a generátoru zatížení.

Článek vznikl za podpory projektu SGS11/021/ /OHK1/1T/11 Studentské grantové soutěže.

Literatura

[1] ČSN EN 13200-6 Zařízení pro diváky – Část 6: Rozebíratelné (provizorní) tribuny
[2] ČSN ISO 2631-1 a 2 Vibrace a rázy působící na člověka
[3] Ellis, B. R. – Ji, T.: Floor Vibration Induced by Dance-Types Loads: Verification. The Structural Engineer, **72**, 1994, No. 3, pp. 45-50.
[4] Ellis, B. R – Ji, T. – Litter, J. D.: The Response of Grandstands to Dynamic Crowd Loads. Proceedings of the Institution of Civil Engineers Structures and Buildings, 140 (2000), pp. 355-365.
[5] Grigoriu, M.: Stochastic Calculus: Applications in Science and Engineering. Boston, Birkhäuser 2002.
[6] Hermanussen, M. – Danker-Hopfe, H. – Weber, G. W.: Body Weight and the Shape of the Natural Distribution of Weight, in Very Large Samples of German, Austrian and Norwegian Conscripts. International Journal of Obesity, 25, 2001, pp. 1550-1553.
[7] Máca, J. – Rokoš, O.: Zatížení a dynamická analýza tribun. Stavební obzor, **20**, 2011, č. 5, s. 129-134.
[8] Pavic, A. – Yu, C. H. – Brownjohn, J. – Reynolds, P.: Verification of the Existence of Human-induced Horizontal Forces Due to Vertical Jumping. [Proceeding], IMAC-XX: Conference & Exposition on Structural Dynamics, 2002, pp. 120-126.
[9] Nhleko, S. – Zingoni, A. – Moyo, P.: A Variable Mass Model for Describing Load Impulses Due to Periodic Jumping. Engineering Structures, 30, 2008, pp. 1760-1769.
[10] Racic, V. – Pavic, A.: Mathematical Model to Generate Near-Periodic Human Jumping Force Signals. Mechanical Systems and Signal Processing, 24, 2010, pp. 138-152.
[11] Racic, V. – Pavic, A.: Stochastic Approach to Modelling of Near-Periodic Jumping Loads. Mechanical Systems and Signal Processing, 24, 2010, pp. 3037-3059.
[12] Sim, J. H.: Human-Structure Interaction in Cantilever Grandstands. [PhD. Thesis], University of Oxford, 2006.
[13] Sachse, R. – Pavic, A. – Reynolds, P.: Human-Structure Dynamic Interaction in Civil Engineering Dynamics: A literature Review. The shock and vibration Digest, 35, 2003, pp. 3-18.
[14] Tuan, Ch. Y.: Symphathetic Vibration Due to Co-Ordinated Crowd Jumping. Journal of Sound and Vibration, 269, 2004, pp. 1083-1098.
[15] Wei, L. – Griffin, M. J.: Mathematical Models for the Apparent Mass of the Seated Human Body Exposed to Vertical Vibration. Journal of Sound and Vibration, 212, 1998, pp. 855-874.

Vlhkostně tepelné podmínky v obvodových pláštích renovovaných historických budov

Ing. Václav KOČÍ
Ing. Jiří MAĎERA, Ph.D.
prof. Ing. Robert ČERNÝ, DrSc.
ČVUT v Praze – Fakulta stavební

V článku je studován vliv vybraných tepelných izolací na tepelné a vlhkostní podmínky v obvodových pláštích renovovaných historických budov. Výsledky numerické simulace vlhkostních a teplotních polí jsou využity pro stanovení životnosti obvodového pláště.

Hygrothermal Conditions in Envelopes of Renovated Historical Buildings

The effect of selected thermal insulations on the thermal and hygric conditions in the envelopes of renovated historical buildings is studied. The results of numerical simulations of moisture and temperature fields are applied for the service life assessment of the envelopes.

Úvod

U stávajících či nově postavených domů se nejčastěji používají vnější tepelně izolační systémy, které jsou schopné objekt kompaktně zaizolovat, čímž zamezí vzniku tepelných mostů, a tím i tepelných ztrát. Podstatně snižují i zatížení nosného zdiva, zejména pak jeho spár, které bývají na teplotní výkyvy nejvíce náchylné. Vnější tepelná izolace může být provedena jako kontaktní či s provětrávanou vzduchovou mezerou. U kontaktního systému izolace plní i nosnou funkci pro vnější povrchovou úpravu, ta je nejčastěji tvořena omítkou nebo nátěrem. U provětrávané vnější izolace je izolační vrstva připevněna k mřížce nesoucí celou fasádu. Ta může být tvořena sklem, kovem, dřevem, cementovými kompozity, keramickými materiály apod.

Přítomnost tepelné izolace významně ovlivňuje nejen tepelné, ale také vlhkostní chování obvodového pláště, proto je třeba materiál vybírat rozvážně. Jedním ze způsobů správné volby je řídit se výsledky numerické simulace současného přenosu tepla a vlhkosti, který dává relativně přesný obraz o chování obvodového pláště.

Numerická analýza

Numerická analýza byla provedena výpočetním programem HEMOT [1]-[2], který byl vyvinut na Katedře materiálového inženýrství a chemie Fakulty stavební ČVUT v Praze a využívá programový balík SIFEL [3], založený na metodě konečných prvků. Jako základní vstupní parametry vyžaduje program schéma řešeného konstrukčního detailu, počáteční a okrajové podmínky a také časové parametry simulace.

V numerické simulaci jsme se zaměřili na porovnání tepelně vlhkostního chování několika obvodových plášťů z přírodních kamenů opatřených různými tepelně izolačními materiály.

Matematický model

Jako optimální model pro zvažované výpočty byl vybrán Künzelův model pro současný přenos tepla a vlhkosti ve stavebních materiálech [4], který lze zapsat ve tvaru

$$\frac{d\rho_v}{d\varphi}\frac{\partial\varphi}{\partial t} = div\left[D_\varphi grad\,\varphi + \delta_p grad\left(\varphi p_s\right)\right], \qquad (1)$$

$$\frac{dH}{dT}\frac{\partial T}{\partial t} = div\left(\lambda grad T\right) + L_v div\left[\delta_p\, grad\left(\varphi p_s\right)\right], \qquad (2)$$

kde ρ_v značí parciální hustotu vlhkosti, φ relativní vlhkost, δ_p permeabilitu vodní páry, p_s tlak nasycené vodní páry, H hustotu entalpie, L_v skupenské teplo výparné, λ součinitel tepelné vodivosti a T teplotu,

$$D_\varphi = D_w \frac{d\rho_v}{d\varphi} \qquad (3)$$

je koeficient vodivosti kapalné vlhkosti, D_W je koeficient kapilárního transportu.

Do výpočtů vstupovaly následující veličiny jako proměnné v závislosti na vlhkosti či teplotě: δ_p (T), p_s (T), D_w (w), λ (w).

Uspořádání konstrukčního detailu

Celkem bylo podrobeno analýze šest variant obvodových plášťů, sestávajících ze dvou materiálů nosného zdiva a tří typů tepelně izolačních materiálů. Jako materiál nosného zdiva jsme uvažovali pískovec a opuku o tloušťce 600 mm, jako izolaci expandovaný polystyrén a hydrofobní a hydrofilní minerální vlnu, vždy v tloušťce 120 mm. Ta byla k nosnému zdivu přilepena vrstvou lepidla Mamut M2 tlustou 10 mm. Celý obvodový plášť pak byl omítnut vrstvou vápeno-pucolánové omítky v tloušťce 10 mm.

Materiálové parametry

Analyzovaný pískovec pochází z lomu Božanov, opuka pak z lomu Džbán. Mnoho historických budov v Čechách je postaveno z různých typů pískovců. Hrubozrnný pískovec s obsahem křemičitanů se u historických budov obvykle používal pro svou pevnost při stavbě stěn, portálů nebo okenních rámů. Ozdobné architektonické části budov (gotické květy) a sousoší (počínaje románským slohem doposud) byly dělány z jemnozrnného vápeno-jílovitého pískovce. Matreriál je tvořen oválnými úlomky křemičitanu, turmalínu, epidotu, muskovitu a zirkonu. Také opuka byla v histo-

rii architektury velmi oblíbená. Využívala se jak u církevní, tak u světské architektury, například v podobě dlaždic, krytiny a obkladových prvků. Studovaná opuka sestává z ilitu, kalcitu a křemičitých minerálů zrnitosti 0,15-0,30 mm, živce a slídy, přičemž nepoddajné materiály tvoří 40-60 % obj. Takovéto obvodové plášť jsou z vnější i vnitřní strany opatřeny vápeno-pucolánovou omítkou, která patří mezi památkáři k nejoblíbenějším [5].

Materiálové charakteristiky byly naměřeny v laboratořích transportních procesů v materiálech Katedry materiálového inženýrství a chemie Fakulty stavební ČVUT v Praze [6]-[10] a jsou shrnuty v *tab. 1* a *tab. 2*. Parametry lepicího tmelu Mamut M2 naměřil Ing. Miloš Jerman, avšak doposud nebyly publikovány, stejně tak sorpční izoterma vápenné omítky, naměřená Ing. Evou Vejmelkovou pomocí exsikátorové metody [11], nebyla doposud nikde publikována. Symboly použité při označování parametrů značí: ρ – objemová hmotnost [kg/m³], ψ – pórovitost [%], c – měrná tepelná kapacita [J/kgK], μ – faktor difúzního odporu pro vodní páru [-], λ_{dry} – součinitel tepelné vodivosti v suchém stavu [W/mK], λ_{sat} – součinitel tepelné vodivosti ve vodou nasyceném stavu [W/mK], κ_{app} – průměrná hodnota součinitele vlhkostní vodivosti [m²/s], w_{hyg} – hygroskopický obsah vlhkosti – objemový [m³/m³].

Tab. 1. Materiálové parametry tepelných izolací

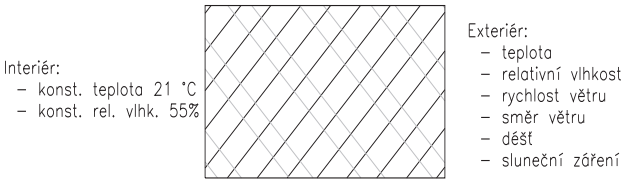
Parametr	Expandovaný polystyrén	Minerální vlna	
		hydrofobní	hydrofilní
ρ [kg/m³]	50	270	90
ψ [%]	98,4	88	96,7
c [J/kgK]	1 567	630	730
$\mu_{dry\,cup}$ [-]	58	3,5	3,9
$\mu_{wet\,cup}$ [-]	28,5	2,2	1,8
λ_{dry} [W/mK]	0,039	0,045	0,043
λ_{sat} [W/mK]	0,513	0,089	0,355
κ_{app} [m²/s]	6,20E-12	2,51E-10	4,12E-07
w_{hyg} [m³/m³]	0,00018	0,007	0,0004

Tab. 2. Materiálové parametry ostatních materiálů

Parametr	Pískovec	Opuka	Lepidlo Mamut M2	Vápeno-pucolánová omítka
ρ [kg/m³]	2 154	1 353	1 430	1 690
ψ [%]	16,1	39	42,6	34,1
c [J/kgK]	675	1074	1020	877
$\mu_{dry\,cup}$ [-]	13,38	5,66	12,4	29,03
$\mu_{wet\,cup}$ [-]	5,54	4,1	-	11,57
λ_{dry} [W/mK]	3,42	0,428	0,481	0,886
λ_{sat} [W/mK]	6,235	0,968	2,022	2,19
κ_{app} [m²/s]	2,50E-08	5,29E-08	1,07E-09	2,01E-07
w_{hyg} [m³/m³]	0,0074	0,128	0,0201	0,049

Okrajové podmínky a časový interval simulace

Počáteční a okrajové podmínky by měly co nejvíce odpovídat prostředí analyzovaného konstrukčního detailu. Z tohoto důvodu byla v exteriéru použita klimatická data vycházející z referenčního roku pro Prahu. Ten obsahuje průměrné hodinové hodnoty klimatických veličin, utvořených na základě dlouhodobého, třicetiletého průměru. Na interiérové straně byla použita konstantní teplota 21 °C a 55% relativní vlhkost (*obr. 1*). Klimatická data byla získána využitím softwaru Meteonorm [12]. Simulace byly zahájeny 1. července a trvaly celkem pět let. Všechny prezentované výsledky se vztahují k poslednímu roku, kdy již jsou hodnoty ustálené.



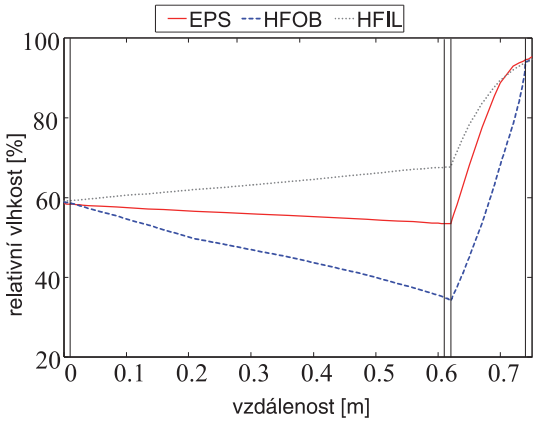
Obr. 1. Okrajové podmínky

Výsledky analýzy

Výsledky numerické analýzy jsou shrnuty do souboru obrázků. První sada znázorňuje rozložení relativní vlhkosti a teploty napříč obvodovým pláštěm s různou tepelnou izolací v letních a v zimních měsících. Následující obrázky znázorňují průběh teploty a relativní vlhkosti ve vybraných bodech obvodového pláště, což je výhodné zejména při vyhodnocování vzniku mrazových cyklů. Ten nastává pouze v případě, že teplota klesne pod 0 °C, a zároveň je překročena hygroskopická mez obsahu vlhkosti posuzovaného materiálu (vápeno-pucolánová omítka), čímž dochází k výskytu kapalné vlhkosti, která tak může mrznout. Výsledky ukazují zřejmý vliv jednotlivých tepelně izolačních materiálů na tepelně vlhkostní namáhání obvodového pláště. Pro částečnou podobnost obrázků jsou v článku uvedeny jen některé, zbytek výsledků je shrnut v *tab. 3*.

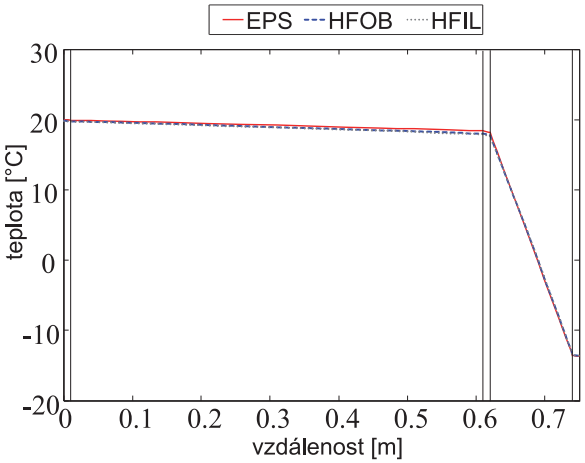
Pískovcové zdivo

Výběr vhodného izolačního materiálu pro pískovcové zdivo je poměrně obtížný úkol a vyžaduje citlivostní analýzu. Rozložení relativní vlhkosti napříč obvodovým pláštěm dne 12. ledna, což je podle klimatických dat referenčního roku charakteristický den zimního období, je patrné z *obr. 2*. Rozdíly v použití jednotlivých tepelně izolačních materiálů jsou značné. Nejlepších výsledků je dosaženo při použití hydrofobní minerální vlny, nejhorší výsledky dává obvodo-



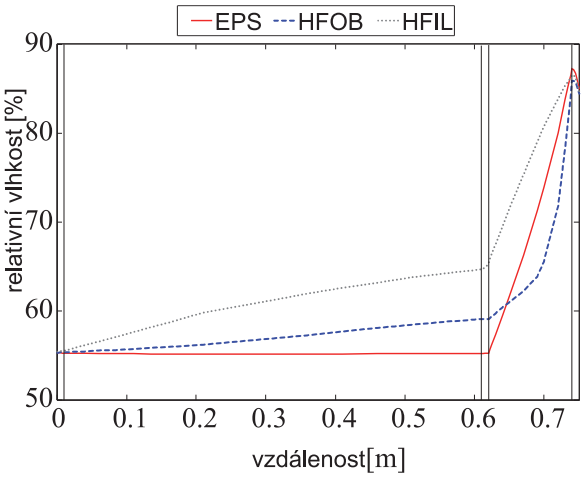
Obr. 2. Rozložení relativní vlhkosti napříč pískovcovým obvodovým pláštěm, 12. ledna

vý plášť s hydrofilní minerální vlnou. Rozdíl v relativní vlhkosti na materiálovém rozhraní mezi lepidlem a tepelnou izolací činí až 30 %. Rozložení teploty napříč pískovcovým obvodovým pláštěm znázorňuje *obr. 3*. Z hlediska tepelné ochrany je zřejmé, že navzdory rozdílným vlhkostním vlastnostem tepelných izolací na jejich volbě nezáleží.



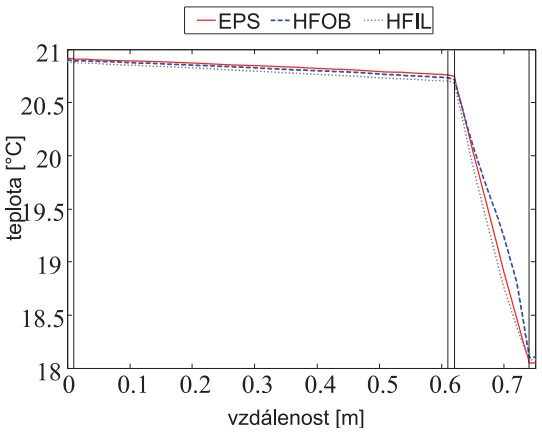
Obr. 3. Rozložení teploty napříč pískovcovým obvodovým pláštěm, 12. ledna

Obdobné výsledky o chování pískovcového obvodového pláště jsme získali v letním období charakterizovaném 24. srpnem (*obr. 4*). Z hlediska vlhkostního chování dosahuje nejhorších výsledků opět hydrofilní minerální vlna, avšak na rozdíl od zimního období poskytuje tentokrát nejlepší výsledky obvodový plášť s expandovaným polystyrénem. Rovněž v letním období nemá materiál tepelné izolace na tepelné chování obvodového pláště významný vliv, jak je patrné z *obr. 5*.

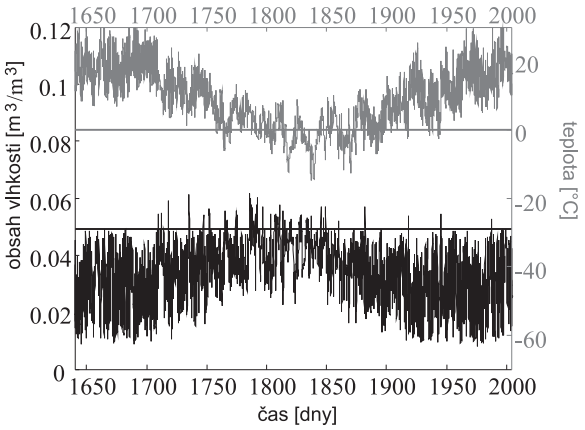


Obr. 4. Rozložení relativní vlhkosti napříč pískovcovým obvodovým pláštěm 24. srpna

Tepelně vlhkostní chování pískovcového obvodového pláště s expandovaným polystyrénem ve vnější omítce v bodě 2 mm pod povrchem, kdy šedá barva znázorňuje roční průběh teploty, černá pak roční průběh relativní vlhkosti, je na *obr. 6*. Dále jsou na obrázku vidět dvě vodorovné čáry, z nichž šedá znázorňuje hodnotu 0 °C, černá hygroskopický obsah vlhkosti vnější omítky. Pokud jsou oba limity současně překročeny, tzn. teplota klesne pod 0 °C v okamžiku, kdy se v omítce nachází kapalná vlhkost, vznikají příznivé podmínky pro mrznutí vody. Na tomto principu je pak vyhodnocována odolnost vůči mrazovým cyklům. Konkrétně v tomto případě se během jednoho roku objeví mrazových cyklů hned několik, jelikož teplota se v zimních měsících téměř permanentně drží pod nulou a fluktuující obsah vlhkosti střídavě překračuje hygroskopickou mez.



Obr. 5. Rozložení teploty napříč pískovcovým obvodovým pláštěm 24. srpna



Obr. 6. Tepelně vlhkostní chování vnější omítky 2 mm pod povrchem; pískovcové zdivo s expandovaným polystyrénem

Zbytek variant obvodových plášťů má typově velice podobný průběh, proto nejsou výsledky prezentovány ve formě grafů.

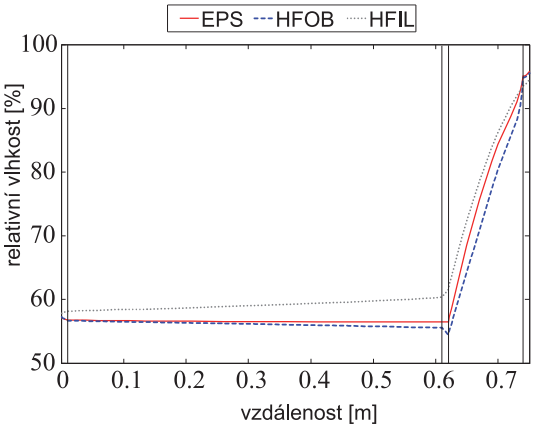
Opukové zdivo

Opukové zdivo opatřené různými typy tepelné izolace nevykazuje ve svém tepelně vlhkostním chování takové rozdíly jako pískovcové zdivo. Tím se výběr vhodného izolačního materiálu značně zjednodušuje.

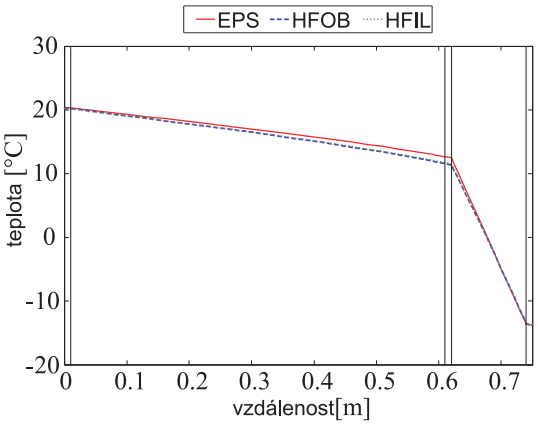
Jak si můžeme všimnout na *obr. 7* a *obr. 9*, rozložení relativní vlhkosti napříč obvodovým pláštěm je v letním i zimním období velice podobné. V obou případech je nejlepších výsledků dosaženo při aplikaci hydrofobní minerální vlny. To samé lze říci o teplotních profilech znázorněných na *obr. 8* a *obr. 10*.

Diskuze

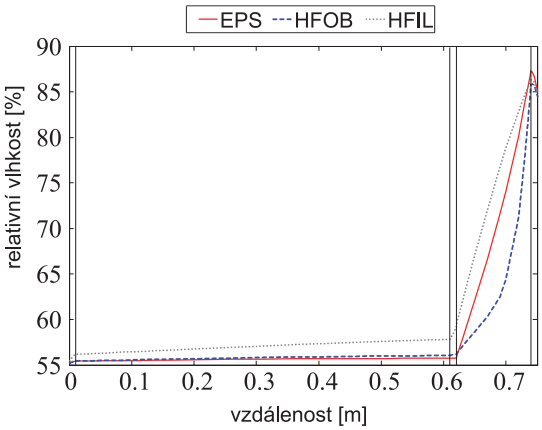
Jak ukázaly výsledky výpočetních simulací, zvolit správnou tepelnou izolaci pro zateplení historického zdiva není tak jednoduché, jak by se na první pohled mohlo zdát. Ačkoli tepelná izolace spolehlivě zdivo před povětrnostními vlivy



Obr. 7. Rozložení relativní vlhkosti napříč opukovým obvodovým pláštěm 12. ledna



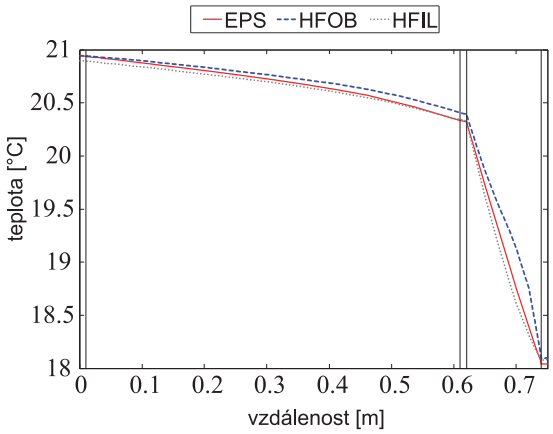
Obr. 8. Rozložení teploty napříč opukovým obvodovým pláštěm 12. ledna



Obr. 9. Rozložení relativní vlhkosti napříč opukovým obvodovým pláštěm 24. srpna

ochrání, může zavinit podstatné zhoršení vlhkostních poměrů ve zdivu. Proto je nutné volit tepelně izolační materiál uvážlivě s ohledem na vlhkostní vlastnosti zdiva, které v obou posuzovaných případech nejsou díky nízkému součiniteli vlhkostní vodivosti optimální.

Jako optimální se pro oba typy zdiva jeví hydrofobní minerální vlna. Ta díky hydrofobizačnímu činidlu nepřijímá z okolí kapalnou vlhkost a díky nízkému faktoru difúzního odporu pro vodní páru umožňuje relativně rychlý transport vodní páry. Z konstrukce se tak může poměrně snadno vypařovat vlhkost do exteriéru.



Obr. 10. Rozložení teploty napříč opukovým obvodovým pláštěm 24. srpna

Expandovaný polystyrén, coby materiál tepelné izolace, doslova konstrukci utěsňuje, jelikož kromě nízkého součinitele vlhkostní vodivosti má také velmi vysoký faktor difúzního odporu pro vodní páru. Vlhkost ze zdiva tedy velice obtížně prostupuje polystyrénem do exteriéru a může se hromadit, popř. vypařovat do interiéru.

Hydrofilní minerální vlna v obou případech vlhkost zdiva výrazně zvyšuje. Jelikož má velmi vysoký součinitel vlhkostní vodivosti, přijímá z okolí kapalnou vlhkost a tu snadno transportuje hlouběji do zdiva. Tím lze vysvětlit vyšší obsah vlhkosti ve zdivu u všech posuzovaných variant (*obr. 2*, *obr. 4*, *obr. 7*, *obr. 9*). Hydrofilní minerální vlna se tak může jevit jako zcela nevhodná, proti ostatním tepelným izolacím má však jednu velkou výhodu, kterou je šetrnost k aplikované vnější omítce. To lze vysvětlit opět pomocí vysokého součinitele vlhkostní vodivosti, díky kterému přejímá vlhkost z vnější omítky, čímž dochází k ochraně proti možným mrazovým cyklům. Během referenčního roku jsme napočítali pouze 11 mrazových cyklů ve vnější omítce jak na pískovcovém, tak na opukovém zdivu.

Přítomnost expandovaného polystyrénu má na životnost povrchových vrstev obvodového pláště negativní vliv stejně jako hydrofobní minerální vlna. Jelikož tyto materiály nepřijímají vlhkost z exteriéru tak snadno, dochází k její akumulaci ve vnější omítce a její obsah snadno dosáhne hygroskopické meze. V kombinaci s účinkem nízkých teplot pak dochází snadno ke tvorbě mrazových cyklů (*tab. 3*).

Tab. 3. Počet mrazových cyklů pod vnějším povrchem obvodového pláště

Zdivo	Expandovaný polystyrén	Minerální vlna	
		hydrofobní	hydrofilní
pískovcové	18	13	11
opukové	20	16	11

Závěr

Článek se zabýval analýzou obvodových plášťů historických budov opatřených vnější tepelnou izolací. Podle získaných výsledků je kombinace historického zdiva a expandovaného polystyrénu nejhorší možná volba. Polystyrén nejen zvyšuje vlhkost zdiva, ale zároveň vystavuje vnější omítky zvýšenému zatížení vlivem klimatických podmínek. Hydrofobní minerální vlna umožňuje zdivu lepší vlhkostní chování, zatímco hydrofilní minerální vlna lépe chrání vnější omítku. Volba typu minerální vlny tedy záleží na okolnostech a požadavcích majitele či památkářů.

Článek vznikl za podpory projektu č. P105/12/G059 GA 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] Kočí, V. – Kočí, J. – Maděra, J. – Černý, R.: Computer code HEMOT for hygrothermal assessment of thermal insulation systems. Thermophysics. Brno, University of Technology, 2010, pp. 133-140.

[3] 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.

[4] Künzel, H. M.: Simultaneous Heat and Moisture Transport in Building Components. [PhD Thesis], Stuttgart, IRB Verlag 1995.

[5] Kočí, J. – Kočí, V. – Maděra, J. – Rovnaníková, P. – Černý, R.: Computational analysis of hygrothermal performance of renovation renders. Advanced Computational Methods and Experiments in Heat Transfer XI. Southampton, WIT Press 2010, pp. 267-277.

[6] Kočí, V. – Jerman, M. – Černý, R.: Hygric and Thermal Properties of Materials Involved in the Envelopes of Contemporary Buildings, Modern Methods and Advances in Structural Engineering and Construction, Singapure, Research Publishing Services 2011, pp. 807-812.

[7] Jiřičková, 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.

[8] Vejmelková, E. – Máca, P. – Konvalinka, P. – Černý, R.: Innovative Lime-Pozzolana Renders for Reconstruction of Historical Buildings. Advanced Materials Research, 324, 2011, pp. 372-375.

[9] Pavlík, Z. – Fiala, L. – Pavlíková, M. – Černý, R.: Water and Chloride Transport Properties of Renovation Plasters Developed for Historical Masonry. 12th International Conference on Durability of Building Materials and Components. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2011, pp. 745-752.

[10] Pavlík, Z. – Vejmelková, E. – Pavlíková, M. – Keppert, M. – Černý, R.: Characterization of Building Stones Involved in Historical Masonry. Advanced Materials Research, 324, 2011, pp. 388-391.

[11] 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. 85-89.

[12] Meteonorm Version 6, software version 6.1.0.20 of April 2010, METEOTEST, 2010.

Analýza tepelných vlastností omítky obsahující materiál se skupenskou přeměnou

Ing. Viktor KAULICH
RNDr. Anton TRNÍK, Ph.D.
doc. Ing. Milena PAVLÍKOVÁ, Ph.D.
Ing. Martin KEPPERT, Ph.D.
Ing. Petra VOLFOVÁ
doc. Ing. Zbyšek PAVLÍK, Ph.D.
ČVUT v Praze – Fakulta stavební

Článek se zabývá experimentální analýzou tepelných vlastností nově vyvinuté omítky na bázi vápenného hydrátu, pucolánové příměsi a parafínového vosku zapouzdřeného v polymerních kapslích. Získané výsledky potvrdily zvýšenou tepelně-akumulační funkci vyvinuté omítky.

Analysis of thermal properties of plaster containing material with phase changes

Thermal properties of plaster based on hydrated lime, pozzolana, and paraffinic wax enclosed in polymer micro-capsules (PCM) are experimentally investigated in the paper. The results have proved the enhanced heat storage capacity of the modified plaster.

Úvod

Tepelná pohoda uživatelů budov závisí na fyzikálních vlastnostech použitých stavebních materiálů, na orientaci budovy vůči slunečním ziskům, na klimatických podmínkách a na způsobu vytápění a chlazení budovy. Obzvláště spotřeba energie k vytápění budov představuje vážný problém pro řadu rozvojových i rozvinutých zemí s chladným klimatem. Celosvětový výzkum se proto zabývá hledáním nových a obnovitelných zdrojů energie, které poskytnou uspokojivé množství energie a sníží emise CO_2 ze spalování fosilních paliv [1], [2].

V posledních letech se zvýšil zájem o akumulaci tepla pomocí materiálů se skupenskou přeměnou (PCM) [3]. Použití systému s latentní akumulací tepla v obvodovém plášti budov představuje efektivní způsob ukládání tepla, přičemž je charakteristický vysokou tepelnou kapacitou při udržení izotermických podmínek vnitřního prostředí [4]. Aplikací PCM do zdiva, konstrukcí stropů, podlah a dalších částí domu je možné udržet teplotu interiéru budovy v rozsahu požadované komfortní teploty po delší dobu, bez další potřeby energie pro chlazení či vytápění [5]. Toto chování stavební konstrukce s použitím PCM je vhodné zvláště v extrémně teplém a chladném klimatu, kde se spotřeba energie pro zajištění komfortní teploty interiéru výrazně mění v cyklu den/noc.

Teoreticky je možné dosáhnout latentní tepelné akumulace při fázových změnách z pevného skupenství do kapalného, z kapalného do plynného, z pevného do plynného a v rámci pevné fáze při rekrystalizaci. Z praktického hlediska při zohlednění reálných podmínek stavebních konstrukcí je ve stavebních materiálech možno využít pouze PCM vykazujících změny mezi pevnou/kapalnou fázi a pevnou/ pevnou fází [6]. Ačkoli přeměny mezi pevnou/plynnou a kapalnou/plynnou fází vykazují vyšší latentní teplo, jejich velké objemové změny při změně fáze tvoří překážky pro aplikaci ve stavebních konstrukcích [4]. Přeměna z pevné fáze na pevnou je způsobena změnou krystalizační struktury. Tato přeměna přináší zpravidla menší latentní teplo a menší objemové změny než přeměna mezi pevnou fází a kapalinou, avšak hlavní předností jsou méně přísné požadavky na obal materiálu a jednoduší navrhování pro aplikaci [6]. V praxi se nejvíce využívá přeměna mezi pevnou a kapalnou fází, která se ukázala jako ekonomicky atraktivní a energeticky efektivní.

V případě aplikace PCM s fázovou změnou mezi pevným a kapalným skupenstvím je opatření materiálu obalem nutné pro eliminaci úniku kapalného PCM [7]. Kromě toho musí obal splňovat požadavky na pevnost, pružnost, odolnost proti korozi a tepelnou stabilitu. Obal PCM působí jako bariéra pro nežádoucí interakci s okolím v konstrukci a také poskytuje plochu pro přenos tepla do PCM [7]. Obaly PCM se často rozdělují na makrokapsle a mikrokapsle. Makrokapsle jsou považovány za nejvíce užívané obaly PCM. Mnoho prací popisuje jak různé kovové a polymerové obalové materiály, tak jejich různé kulové a válcové tvary [7], [8]. Mikrokapsle s PCM mají v porovnání s makrokapslemi výhodu v redukci negativní reakce s okolním prostředím a v nárůstu plochy pro přenos tepla do PCM. Umožňují také nosnému materiálu odolávat častým změnám objemu uloženého materiálu během fázové změny [7], [9].

Jako PCM je možné použít celou řadu materiálů, které mají vhodnou teplotu tání a velikost latentního tepla. Báze materiálů bývá organická, anorganická a eutektická [4]. Pro regulaci tepelné akumulace ve stavebních konstrukcích je nezbytné aplikovat materiál s teplotou fázové změny odpovídající teplotě klimatu, kterému bude budova během své životnosti vystavena. Literatura označuje parafínové vosky s teplotou tání 23-67 ˚C [7], [10] za nejčastěji využívané organické PCM, které jsou optimální pro úpravu klimatu interiéru budov. Jejich přínos pro moderování tepelné pohody vnitřního prostředí budov byl dostatečně teoreticky a experimentálně prokázán, a proto je nezbytné se v materiálovém výzkumu zaměřit na vývoj materiálů s obsahem PCM a cíleně je navrhovat pro speciální použití ve stavebním odvětví.

Pravděpodobně nejnižší tepelnou akumulaci vykazují budovy lehkých konstrukcí s obvodovým pláštěm z nosného dřevěného skeletu, tepelné izolace, parozábrany a sádrokartonových desek. K tomuto účelu byla vyvinuta omítková směs pro zvýšení kapacity tepelné akumulace obálky lehkých budov. Je navržena na bázi vápenného hydrátu a odolnost je zvýšena příměsí pucolánové příměsi. Jako PCM je do suché směsi přidán parafínový vosk obalený polymerovými mikrokapslemi. V dalším textu je provedeno měření základních fyzikálních vlastností, transportu tepla materiálem a akumulace tepla pro vyhodnocení pozitivního efektu příměsi PCM pro celkovou tepelnou kapacitu navržené omítky.

Materiál

Omítka na bázi vápenného hydrátu upravená příměsí materiálu Micronal, který patří do skupiny PCM, a také příměsí pucolánu na bázi páleného kaolínu a drceného lupku by měla najít uplatnění při úpravě tepelné akumulace v obvodových pláštích lehkých budov. Pro porovnání a hodnocení přínosu příměsi PCM na celkovou tepelnou kapacitu vyvinuté omítkové směsi byla vyšetřována také referenční omítka bez příměsi PCM.

Použitý pucolán byl vyroben vypálením surového kaolínu v rotační peci při teplotě 750 ˚C a následným mletím. K tomuto metakaolínu byl přidán drcený lupek, a poté byla směs homogenizována. Výsledná směs je velmi jemná s měrným povrchem 14,56 m^2/g a D50 = 4,09 μm. Chemické složení pucolánu zjištěné laserovou analýzou je uvedeno v *tab. 1*.

Tab. 1. Chemické složení pucolánové příměsi

Látka	Obsah [% hm.]
SiO_2	52,4
Al_2O_3	41,3
Fe_2O_3	1,19
TiO_2	1,77
CaO	0,14
MgO	0,15
K_2O	0,79
Na_2O	< 0,01
P_2O_5	0,07
ZrO_2	0,03
V_2O_5	0,05
F	< 0,01
Cr_2O_3	0,03
SO_3	0,1

Micronal je jemný práškový materiál firmy BASF založený na kulových polymerových mikrokasplích obsahujících parafínový vosk.

Použitý vápenný hydrát je produktem vápenky Čertovy schody, křemičitý písek pochází z pískovny Hlavačov. Vodní součinitel, jako poměr záměsové vody k suché směsi, byl upraven s ohledem na zpracovatelnost čerstvé směsi tak, aby byla zpracovatelnost směsi referenční a nově navržené stejná. Složení studovaných materiálů je uvedeno v *tab. 2*. Vzorky byly odlity z čerstvé omítkové směsi do forem rozměrů 70x70x70 mm, 50x50x50 mm a 20x20x5 mm.

Tab. 2. Složení omítek

Omítková směs	*w* / *d* (-)	Vápenný hydrát	Pucolán	Křemičitý písek 0-4 mm	Micronal
		[kg]			
referenční	0,21	1,5	1	7,5	0
s příměsí PCM	0,24	1,5	1	7,5	1,5

Experimenty

V rámci analýzy za účelem vyhodnocení účinku příměsi PCM na chování navržené omítky bylo provedeno měření základních materiálových vlastností a parametrů charakterizujících prostup a akumulaci tepla. Veškeré experimenty se realizovaly v klimatizované laboratoři za konstantní teploty 23±1 ˚C a relativní vlhkosti vzduchu 30±5 %.

Materiálové vlastnosti

Nejprve byla gravimetricky, vážením vzorků ve válcové nádobě o známém objemu, změřena sypná hmotnost. Distribuce velikosti částic bylo stanovena přístrojem Analysette 22 Micro Tec plus, který pracuje na principu laserové difrakce, a využívá zároveň červeného a zeleného laseru.

U vyšetřovaných omítek byla nejprve zjišťována objemová hmotnost, hustota matrice a celková otevřená pórovitost. Experimenty byly provedeny na vzorcích tvaru krychle o hraně 50 mm. Relativní chyba měření 5 % je především důsledkem nehomogenity těchto materiálů. Objemová hmotnost byla zjištěna měřením vzorků a vážením v suchém stavu digitálními měřidly. Hustota matrice se získala héliovou pyknometrií přístrojem Pycnomatic ATC, který užívá metodu vtlačení hélia do pevné látky [11]. Jelikož je hélium inertní plyn o molekule velmi malého rozměru, může proniknout do velmi malých pórů pevné látky. Při měření se suché vzorky vyšetřovaného materiálu zváží a umístí do kalibrované referenční části přístroje o známém objemu. Do tohoto prostoru je vpuštěno za určitého tlaku hélium, které proniká do vzorku. Jakmile se tlak stabilizuje, data se vyhodnotí a získá se celkový objem otevřených pórů. Chyba měření objemu hélia je ±0,01 %, přesnost vestavěných vah ±0,0001 g. Celkový objem otevřené pórovitosti se vypočte z objemové hmotnosti a hustoty matrice.

Pro podrobnou analýzu struktury studovaných omítek bylo provedeno měření distribuce velikosti pórů na přístrojích Pascal 140 a Pascal 440 (Thermo), které pracují na principu rtuťové porozimetrie. Kontaktní úhel rtuti a vzorku byl 130˚ a povrchové napětí 480 mN/m. Hustota rtuti byla 13 534 kg/m^3. Pomocí laserové difrakce byla naměřena i distribuce velikosti částic suché směsi.

Analýza přístrojem DSC

Pro diferenciální skenovací kalorimetrii byl použit přístroj DSC 822e (Mettler Toledo) s chladicím zařízením Julabo FT 900. Měření proběhlo na samotné příměsi Micronal, na referenční omítce a omítce s příměsí Micronalu. Režim teploty vzorků rozdrcených v laboratorním mlýnu, byl následující: 5 minut izotermický režim, chlazení rychlostí 10 ˚C/min z teploty 40 ˚C na teplotu –10 ˚C, poté opět 5 minut izotermický režim, následoval ohřev rychlostí 10 ˚C/min z teploty –10 ˚C na teplotu 40 ˚C a zase 5 minut izotermický režim. Na základě analýzy byla získána teplota fázové změny a měrná tepelná kapacita jako funkce teploty.

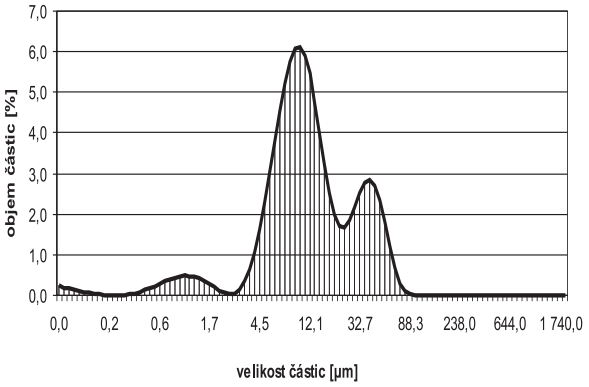
Tepelná a teplotní vodivost

Byla zjišťována multifunkčním přístrojem ISOMET 2104 (Applied Precision, Ltd.), vybaveným jehlovou sondou

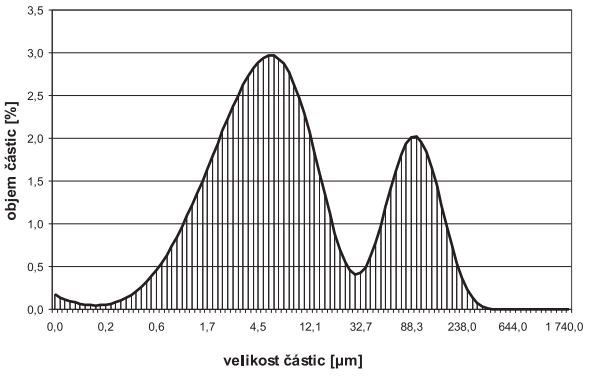
k měření materiálů měkkých, sypkých nebo kapalných, a příložnou plošnou sondou k měření tvrdých pevných materiálů. Princip měření spočívá v dynamické analýze teplotní odezvy materiálu na tepelné impulsy přístroje. Měření pro tuto studii bylo provedeno s ohledem na použitelnost přílož-né sondy na krychlových vzorcích s velikostí hrany 70 mm. Přesnost měření je pro tepelnou vodivost v rozsahu 0,7-6,0 W/m K rovna 10 % ze změřené hodnoty. Reprodukovatelnost měření je 3 % ze změřené hodnoty +0,001 W/m K [12], [13].

Výsledky a diskuze

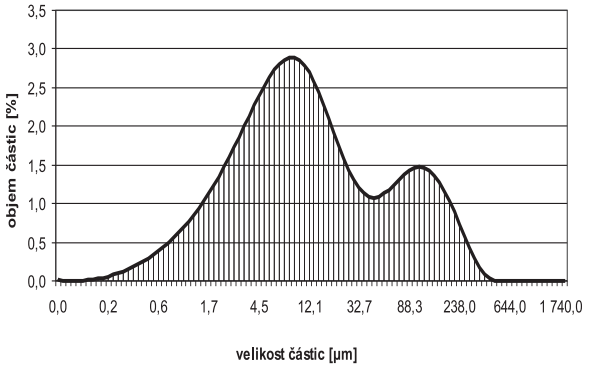
Distribuce velikosti částic, stanovená laserovou difrakcí, je demonstrována na *obr. 1* až *obr. 3*, z nichž je patrná velmi jemná zrnitost materiálu Micronal. Nejvíce jeho částic je rozměru 10 mm. Suchá směs referenční omítky vykazovala uniformnější rozložení částic, přičemž maximum částic leželo v oblasti 5-90 mm. Distribuce velikosti částic omítkové směsi s příměsí PCM je výrazně ovlivněna velmi jemnými částicemi Micronalu.



Obr. 1. Distribuce velikosti částic Micronalu, distribuční křivka



Obr. 2. Distribuce velikosti částic suché referenční omítkové směsi, distribuční křivka



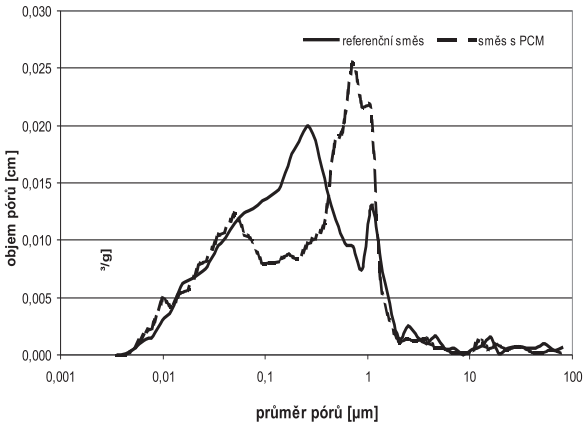
Obr. 3. Distribuce velikosti částic suché omítkové směsi s příměsí PCM, distribuční křivka

Základní materiálové charakteristiky šetřených materiálů jsou uvedeny v *tab. 3*. Lze vidět velmi nízkou sypnou hmotnost Micronalu, která ovlivňuje hustotu matrice i objemovou hmotnost vzorku omítkové směsi s PCM. Celková otevřená pórovitost modifikované omítky byla v porovnání s referenční směsí nižší, což připisujeme schopnosti PCM příměsi vyplnit menší póry směsi a doplnit tak granulometrickou křivku křemičitého kameniva.

Tab. 3. Základní materiálové parametry studovaných materiálů

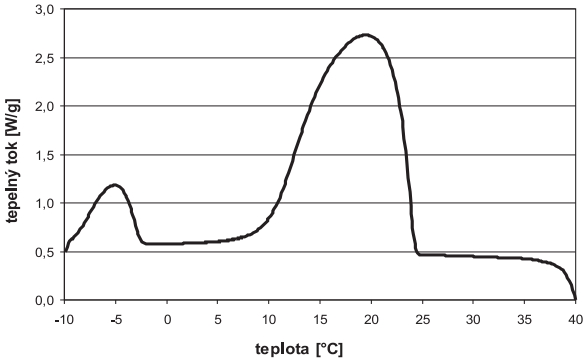
Omítková směs	Sypná hmotnost	Objemová hmotnost	Hustota matrice	Celková otevřená pórovitost
	[kg/m^3]			[% m^3/m^3]
Micronal	359	–	–	–
referenční	–	1 861	2 605	28,6
s příměsí PCM	–	1 573	2 133	26,2

Výsledky rtuťové porozimetrie jsou prezentovány na *obr. 4*. Omítková směs s příměsí PCM obsahuje více větších pórů s maximem přibližně 1 μm. Referenční omítka má však nejvíce pórů velikosti 0,2 μm.

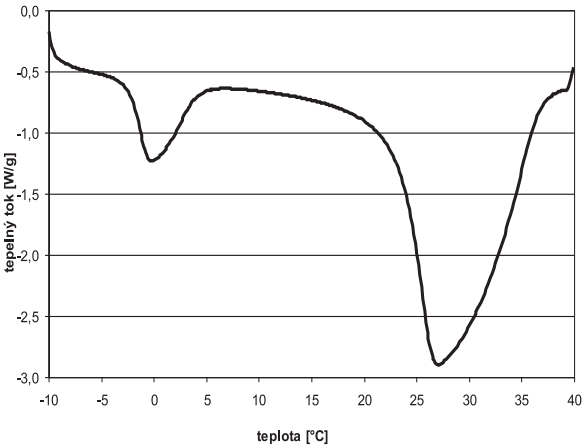


Obr. 4. Distribuce velikosti pórů omítek

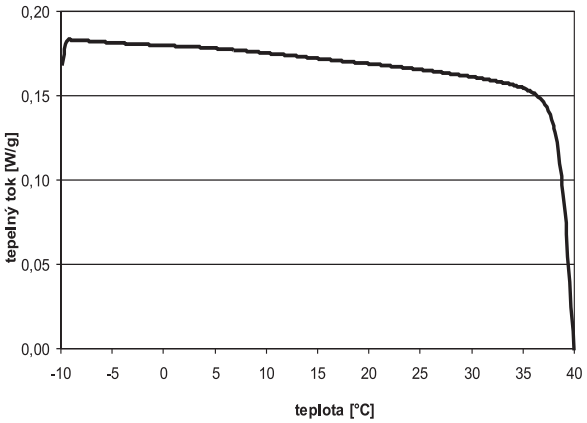
Data získaná během analýzy DSC, vykreslená programem STARe SW 9.1, který kontroluje také měření DSC, vidíme na *obr. 5* až *obr. 10*. Teplota fázové změny samotného Micronalu během chlazení byla 19,45 ˚C, během ohřevu 26,97 ˚C. U omítkové směsi s příměsí PCM byla při chlazení naměřena teplota tuhnutí 20,45 ˚C, při ohřevu byla naměřena teplota tání 26,27 ˚C. Je vidět, že teploty fázových změn samotné příměsi PCM a celé směsi s PCM jsou velice podobné. Toto zjištění je velice výhodné pro akumulaci tepelné energie ve vyvinutém materiálu pomocí latentního tepla.



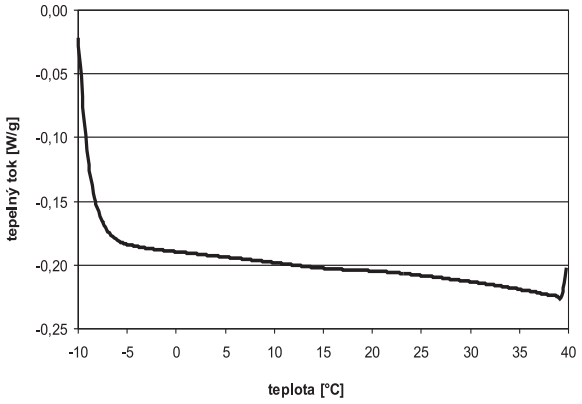
Obr. 5. Tepelný tok při chlazení Micronalu



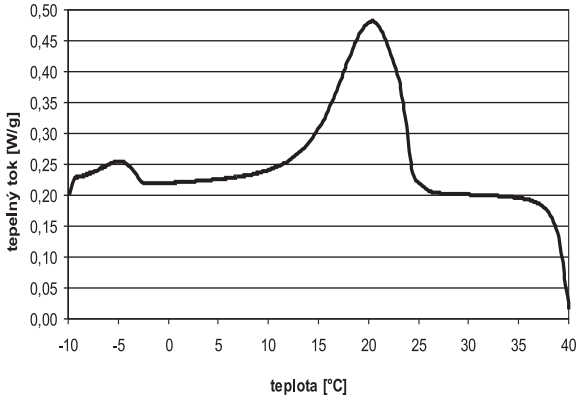
Obr. 6. Tepelný tok při ohřevu Micronalu



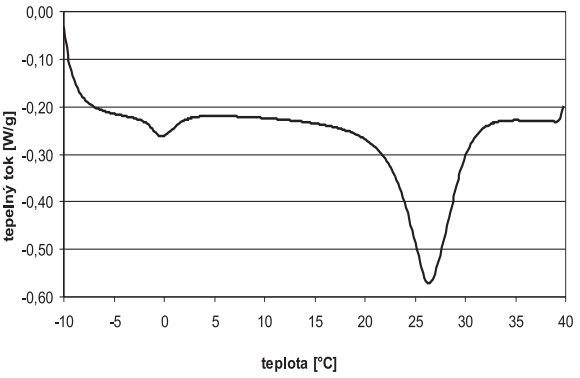
Obr. 7. Tepelný tok referenční omítkové směsi při chlazení



Obr. 8. Tepelný tok referenční omítkové směsi při ohřevu

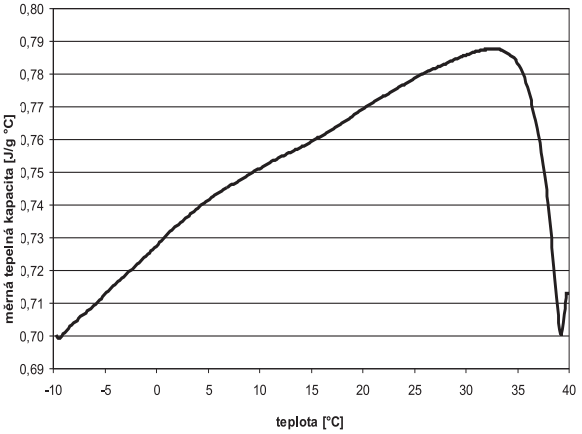


Obr. 9. Tepelný tok omítkové směsi s příměsí PCM při chlazení

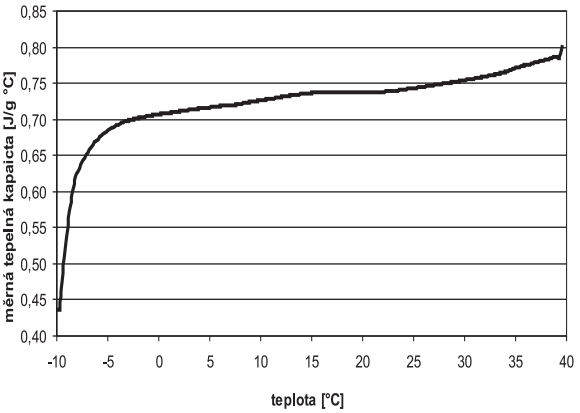


Obr. 10. Tepelný tok omítkové směsi s příměsí PCM při ohřevu

Závislost měrné tepelné kapacity modifikované a referenční omítky, zjištěná během ohřevu a chlazení vzorků, je prezentována na *obr. 11* až *obr. 14*. Výrazný nárůst měrné tepelné kapacity při teplotě blízké teplotě fázové změny je patrný u směsi s PCM. V porovnání s referenční směsí přináší vyvinutý materiál vyšší měrnou tepelnou kapacitu v celé škále zkoumaných teplot.

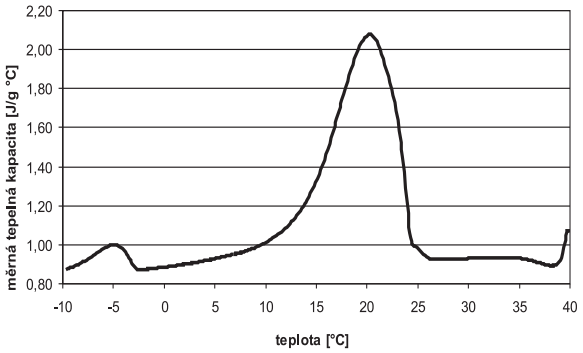


Obr. 11. Měrná tepelná kapacita referenční omítky při chlazení

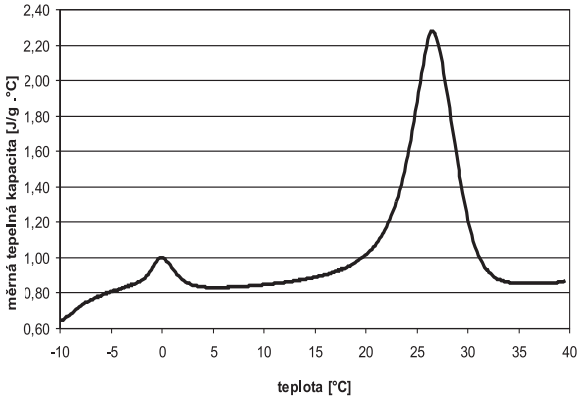


Obr. 12. Měrná tepelná kapacita referenční omítky při ohřevu

Výsledky měření tepelných vlastností pomocí nestacionární impulsní metody jsou uvedeny v *tab. 4*. Tepelná vodivost modifikované omítky je v porovnání s referenčním materiálem nepatrně vyšší, což je v souladu s výsledky celkové otevřené pórovitosti prezentovanými v *tab. 3*. Teplotní vodivost modifikované omítky je téměř třikrát nižší než u referenční omítky. Tento rozdíl je důsledkem její celkově vyšší měrné tepelné kapacity.



Obr. 13. Měrná tepelná kapacita omítky s příměsí PCM při chlazení



Obr. 14. Měrná tepelná kapacita omítky s příměsí PCM při ohřevu

Tab. 4. Tepelné vlastnosti měřené impulsní metodou

Omítková směs	Tepelná vodivost [W/m K]	Teplotní vodivost [m^2/s]
referenční	0.86	$1{,}54 \cdot 10^{-6}$
s příměsí PCM	0.89	$0{,}56 \cdot 10^{-6}$

Závěr

Experimentální analýza potvrdila pozitivní účinek příměsi Micronalu na tepelné chování modifikované vápenné omítkové směsi. Fázové změny PCM přinášejí v závislosti na teplotě výrazné ukládání tepelné energie formou latentního tepla do materiálu. Použití kapslí PCM s parafínovým voskem tak vede k výraznému nárůstu měrné tepelné kapacity vyvinuté omítkové směsi v porovnání s referenčním materiálem. Toto zjištění je velice slibné pro praktické využití vyvinuté omítkové směsi v konstrukcích lehkých obvodových plášťů staveb, kde bývá tepelná akumulace velmi nízká.

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

Literatura

[1] Pavlík, Z. – Černý, R.: Hygrothermal Performance Study of an Innovative Interior Thermal Insulation System. Applied Thermal Engineering, **29**, 2008, pp. 1941-1946.
[2] Pavlík, Z. – Černý, R.: Experimental Assessment of Hygrothermal Performance of an Interior Thermal Insulation System Using a Laboratory Technique Simulating On-Site Conditions. Energy and Buildings, **40**, 2008, pp. 73-678.
[3] Zhong, Y. – Guo, Q. – Li, S. – Shi, J. – Liu, L.: Heat transfer enhancement of paraffin wax using graphite foam for thermal energy storage. Solar Energy Materials & Solar Cells, **94**, 2010, pp. 1011-1014.
[4] Sharma, S. D. – Sagara, K.: Latent heat storage materials and systems: A review. International Journal of Green Energy, **2**, 2005, pp. 1-56.
[5] Koschenz, M. – Lehmann, B.: Development of thermally activated ceiling panel with PCM for application in lightweight and retrofitted buildings. Energy and Buildings, **36**, 2004, pp. 567-578.
[6] Wang, X. – Lu, E. – Lin, W. – Liu, T. – Shi, Z. – Tang, R. – Wang, C.: Heat storage performance of the binary systems neopentyl glycol/pentaerythrotil and neopentyl glycol/trihydroxy menthylaminomethane as solid phase change materials. Energy Conservation and Management, **41**, 2000, pp. 129-134.
[7] Nomura, T. – Okinaka, N. – Akiyama, T.: Technology of latent heat storage for high temperature application: a review. ISIJ Journal, **50**, 2010, pp. 1229-1239.
[8] Koizumi, H.: Time and spatial heat transfer performance around an isothermally heated sphere placed in a uniform, downwardly directed flow (in relation to the enhancement of latent heat storage rate in a spherical capsule. Journal of Applied Thermal Engineering **24**, 2004, pp. 2583-2600.
[9] Fan, Y. F. – Zhang, X. X. – Wang, X. C. – Li, J. – Zhu, Q. B.: Super-cooling prevention of microencapsulated phase change material. Thermochimica Acta, **413**, 2004, pp. 1-6.
[10] Abhat, A.: Low temperature latent heat thermal energy storage: heat storage materials. Solar Energy, **30**, 1983, pp. 313-331.
[11] Pavlíková, M. – Pavlík, Z. – Keppert, M. – Černý, R.: Salt transport and storage parameters of renovation plasters and their possible effects on restored buildings' walls. Construction and Building Materials, **25**, 2011, pp. 1205-1212.
[12] Jiřičková, 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.
[13] Pavlík, Z. – Vejmelková, E. – Fiala, L. – Černý, R.: Effect of Moisture on Thermal Conductivity of Lime-Based Composites. International Journal of Thermophysics, **30**, 2009, pp. 1999-2014.

Envimat – environmentální profily stavebních výrobků v praxi

Ing. arch. Štěpán MANČÍK
prof. Ing. Petr HÁJEK, CSc.
Ing. Julie HODKOVÁ
Ing. Antonín LUPÍŠEK
Ing. Luděk VOCHOC
ČVUT v Praze – Fakulta stavební
Bc. Tomáš ŽĎÁRA
ČVUT v Praze – Fakulta informačních technologií

Envimat je první český katalog stavebních konstrukcí a materiálů, který shromažďuje a uveřejňuje data o jejich environmentálních profilech. Při navrhování staveb se tato data stávají stále důležitějšími, neboť při výběru materiálů je třeba přihlížet k jejich možnému dopadu na životní prostředí.

Envimat – environmental profiles of building products in practice

Envimat is the first Czech catalogue of building constructions and materials that collects and publishes data about their environmental profiles. These data are becoming more and more important in building practice because environmental profiles play a significant role as early as when deciding about construction quality.

1. Úvod

Vzhledem k celosvětovému vývoji hospodářství a jeho vlivu na životní prostředí, které je stále více zatěžováno, je třeba hledat cesty k efektivnímu využívání přírodních zdrojů v zájmu udržitelnosti vývoje lidské společnosti. Z tohoto důvodu vznikají různé studie, nástroje, metodiky či katalogy, které se snaží popisovat dopad produkce různých výrobků a služeb na životní prostředí. To je činěno prostřednictvím definice zátěžových faktorů a jejich vyčíslením pro jednotlivé výrobky či činnosti. Konkrétně ve stavebnictví to znamená, že pokud se zabýváme určitou budovou, tak je to od získání materiálů na její výstavbu až po její demolici. Toto je podstata analýzy životního cyklu (LCA – Life Cycle Assessment).

Webový nástroj Envimat si klade za cíl shromažďovat a zveřejňovat údaje o environmentálních profilech stavebních produktů charakteristických pro trh České republiky. Tyto údaje prozrazují míru zátěže výroby stavebního produktu na životní prostředí a slouží k posouzení životního cyklu stavby. Získávání environmentálních profilů stavebních produktů podporuje i nová evropská legislativa. Nařízení Evropského parlamentu a Rady EU 305/2011 [1] nově zavádí požadavek na udržitelné využívání přírodních zdrojů, který stanoví: *„Stavba musí být navržena, provedena a zbourána takovým způsobem, aby bylo zajištěno udržitelné použití přírodních zdrojů a také: a) recyklovatelnost staveb, použitých materiálů a částí po zbourání; b) trvanlivost staveb; c) použití surovin a druhotných materiálů šetrných k životnímu prostředí při stavbě.“* Prokázání toho, že jsou výrobky v souladu s touto směrnicí, bude možné pomocí environmentálního prohlášení o produktu (EPD).

Hranice systému

Pro vytvoření databáze materiálů, jejichž údaje by byly vzájemně porovnatelné, je třeba určit hranice systému životního cyklu produktu, mezi kterými se budeme pohybovat. Podstatou je posouzení dopadů produktu na životní prostředí od jeho vzniku po zánik, neboli „cradle to grave“. Pro katalog Envimat byly zvoleny hranice systému „cradle to gate“, což je v souladu s nově vzniklou EN 15804 [2] a zjednodušeně znamená, od prvotního vytěžení materiálu po bránu továrny, kde se finální produkt vyrobil. Jde o zjednodušení, pomocí něhož se vyhneme složitému posuzování náročnosti dopravy produktu na rozličná místa určení, stejně tak by bylo takřka neřešitelné generalizovat dopady likvidace/recyklace po skončení životnosti. Tyto další dopady na životní prostředí, vznikající vlivem dopravy, zabudováním materiálů, provozem budov a nakonec jejich odstraněním, se hodnotí zvlášť na úrovni budovy. Tento postup je také v souladu s nově vzniklými evropskými normami EN 15804 (2) a EN 15978 [3] z oblasti udržitelnosti výstavby.

Environmentální prohlášení o produktu

Toto environmentální prohlášení typu III (Environemntal Product Declaration – EPD) se řídí mezinárodní normou ČSN ISO 14025 [4] a pravidly Národního programu environmentálního značení (NPEZ) (5) pro ČR. Jde o jednotný soubor měřitelných informací o vlivu produktu (výrobku nebo služby) na životní prostředí v průběhu celého životního cyklu (např. spotřeba energií a vody, vliv na změny klimatu, rozrušování ozónové vrstvy, okyselování prostředí, apod.), založený na datech zjištěných metodou LCA. Dokument EPD může pomoci podnikům prezentovat důvěryhodným a srozumitelným způsobem environmentální vlastnosti svých výrobků široké veřejnosti, a především zákazníkům. Ti si budou moci jednoduchým porovnáním EPD dvou výrobků udělat představu o jejich vlivu na životní prostředí a vybrat si z nich prokazatelně šetrnější.

Evropské databáze produktů

V Evropě se v současnosti vyvíjí a udržuje řada databází shromažďujících environmentální údaje o výrobcích různého druhu. Švýcarsko, Rakousko, Německo nebo Francie se problematice udržitelnosti a přechodu na obnovitelné zdroje

věnují systematicky a dlouhodobě. Nejznámější a nejrozsáhlejší databáze z oblasti stavebnictví jsou uvedeny v *tab. 1*.

Tab. 1. Zahraniční databáze environmentálních profilů konstrukcí

Název	Správce	Odkaz
Ecoinvent	Swiss Centre for Life Cycle Inventories	www.ecoinvent.ch
Environdec	Environdec	www.environdec.com
INIES	Centre Scientifique et Technique du Bâtiment	www.inies.fr
IBO Baustoffdatenbank	Österreichisches Institut für Baubiologie und Bauökologie	www.baubook.at
ICE	University of Bath	www.bath.ac.uk/ /mech-eng/sert/embodied/
Bauteilkatalog	Holliger Consult	www.bauteilkatalog.ch
IBU	Institut Bauen und Umwelt e.V.	www.bau-umwelt.de

Pro relevantnost hodnocení v každém státě je důležité použití jednotné databáze environmentálních profilů, ve které jsou uvedená data získaná dle jednotné metodiky a lokalizována pro místo použití daných výrobků. Lokalizace dat je velmi důležitá, protože každá národní ekonomika má různou strukturu energetických zdrojů (energetický mix), a tedy rozdílné dopady na životní prostředí z jednotky spotřebované energie, ale liší se i technologické postupy výroby a zdroje použitých materiálů dostupných v dané lokalitě.

Z tohoto důvodu je důležité si uvědomit, že data z různých databází nelze většinou považovat za vzájemně porovnatelná, pokud nejsou získána shodnou metodikou. Data v jednotlivých databázích mohou pocházet z různých zdrojů nebo se mohou lišit okrajovými podmínkami systému.

V České republice zatím nejsou dostupná data vztahující se k environmentálním profilům stavebních materiálů a konstrukcí, která by byla lokalizovaná pro místní podmínky. Tuto situaci chce změnit webový katalog stavebních produktů Envimat.

Hlavní funkce

Envimat je on-line přístupný nástroj pro hodnocení a porovnávání stavebních konstrukcí a prvků podle jejich environmentálních a fyzikálních profilů s uvážením účelu a použití daného prvku. Stěžejními údaji, které poskytuje o jednotlivých materiálech, jsou tyto indikátory:

- spotřeba primární energie PEI [MJ]
- potenciál globálního oteplování GWP [kg $CO_{2,ekv.}$]
- potenciál okyselování prostředí AP [g $SO_{2,ekv.}$]
- potenciál tvorby přízemního ozónu POCP [kg $C_2H_{4,ekv.}$]
- potenciál ničení ozonové vrstvy ODP [kg $CFC_{2,ekv.}$]
- potenciál eutrofizace prostředí EP [kg $NO_{x,ekv.}$]

Jde o hlavní indikátory spojené s environmentálními aspekty (PEI) a dopady (GWP, AP, EP, POCP a ODP) produkce určitého výrobku, které jsou sledovány i ve zmíněných zahraničních databázích.

Dále se u jednotlivých výrobků uvádějí z fyzikálních parametrů (pokud jsou známé nebo relevantní):

- objemová hmotnost ρ [kg/m^3],
- součinitel tepelné vodivosti λ [W/mK],
- součinitel prostupu tepla U [W/m^{2}K],
- zvuková neprůzvučnost (konstrukce) R_w [dB].

Katalog dále nabízí různé možnosti zacházení s materiály nebo vytvořenými konstrukcemi:

- filtrování například podle objemové hmotnosti nebo spotřeby primární energie. Uživatel má možnost filtrovat materiály a konstrukce v hlavním katalogu prostřednictvím lišty nad seznamem materiálů;
- porovnávání materiálů a konstrukcí v přehledné tabulce. Ovšem pouze porovnávání konstrukcí se stejnou funkcí může být vodítkem k výběru evironmentálně šetrnější varianty;
- tvorbu a editaci registrovaným uživatelům včetně možnosti tvorby vlastního materiálu nebo konstrukce (vrstvené nebo prvkové) složené z materiálů a tisku přehledu s environmentálními ukazateli vztaženými na 1 m^2 konstrukce do souboru pdf.

Návaznost na SBToolCZ

Ve stavební praxi se stále častěji prosazují multikriteriální nástroje certifikace kvality budov. Jejich cílem není jen samotné hodnocení budovy podle určených kritérií, jde také o pomocný nástroj pro investory a projektanty využívaný již ve fázi návrhu budovy. Tyto nástroje tedy slouží také jako vodítko při hledání optimálního řešení pro zamýšlenou stavební investici.

V České republice jsme se již mohli setkat s několika takovými nástroji, které k nám pronikají ze zahraničí. Jde například o americký LEED nebo britský BREEAM. Jejich nevýhodou je, že nejsou plně lokalizovány pro české podmínky. To například znamená, že nevycházejí ze stávající české legislativy, což může být podstatné při hodnocení energetické náročnosti budovy nebo vlivů na komfort uživatelů stavby.

SBToolCZ je český multikriteriální nástroj vyvíjený na specializovaném pracovišti Fakulty stavební ČVUT v Praze. Nástroj je lokalizován pro české podmínky a bere v potaz stávající platnou legislativu, kulturní i historické zvyklosti. Envimat je navržen tak, aby sloužil jako pomůcka při hodnocení budov pomocí SBToolCZ a je s tímto nástrojem spojený.

Dá se očekávat, jak naznačuje vývoj v zahraničí, že se i v České republice bude stále více využívat multikriteriálních nástrojů pro hodnocení staveb při navrhování a rozhodování o investicích. V současnosti se i u nás stává toto hodnocení standardem při navrhování nových administrativních budov.

Producenti stavebních výrobků a Envimat

S rozvíjející se legislativou a zájmem lidí o dopad jejich chování na životní prostředí se také producenti stavebních materiálů zamýšlejí nad tímto problémem. K tomu jim slouží vypracování analýzy LCA jejich provozů a následné vyhotovení EPD pro jednotlivé produkty. Pokud se výrobce rozhodne umístit svůj produkt do katalogu materiálů Envimat, má několik možností registrace, které se liší podle počtu produktů, které chce do katalogu zařadit. S registrací a zveřejněním produktů na webu automaticky získává právo používat logo Envimatu pro každý produkt vložený do da-

tabáze a možnost jeho využívání na propagačních materiálech. Získává tak marketingový nástroj pro propagaci a prezentaci vlastního postoje k životnímu prostředí.

Nástroj pro výuku

Katalog Envimat slouží také jako pomůcka pro výuku studentů na stavebních školách. Mohou se díky němu snadno a rychle orientovat mezi stavebními produkty a jejich reálnými dopady na životní prostředí. Nástroj je hojně využíván například při výuce v magisterském studijním programu Budovy a prostředí na Fakultě stavební ČVUT v Praze. Studenti v rámci předmětu Integrované navrhování budov vypracovávají studie na variantní řešení určité konstrukce. Mají za úkol použít více variant k řešení například svislé obvodové konstrukce s rozdílnými nosnými stěnami, a tyto konstrukce pak zhodnotit.

Příklad porovnání

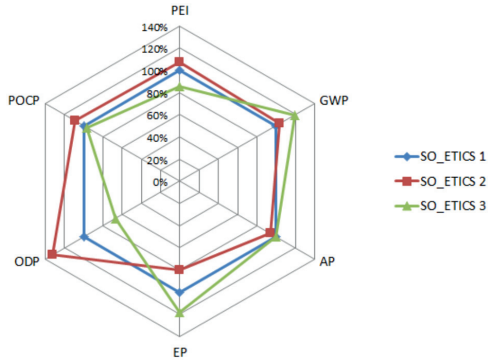
Typickým úkolem je vytvoření 3 variant svislé těžké obvodové stěny. Společnou vlastností je, že jejich součinitel prostupu tepla vyhovuje doporučené normové hodnotě 0,25 W/m²K. Nosné části stěn všech variant mají stejnou tloušťku 200 mm a byl použit kontaktní zateplovací systém s izolací z fasádního pěnového polystyrénu. Tloušťka izolantu se liší podle celkové hodnoty součinitele prostupu tepla tak, aby celá konstrukce vyhověla právě doporučené hodnotě 0,25 W/m²K. Pro zjednodušení byly na všech konstrukcích zanedbány omítky a lepicí, resp. kotvicí materiál pro připevnění kontaktního zateplovacího pláště. Pro porovnání byly sestaveny konstrukce:

- SO_ETICS 1: pálená lehčená tvarovka na cementovou maltu tl. 200 mm + desky z pěnového polystyrénu tl. 140 mm;
- SO_ETICS 2: vápenopísková cihla na tenkovrstvou maltu tl. 200 mm + desky z pěnového polystyrénu tl. 150 mm;
- SO_ETICS 3: železobetonová stěna tl. 200 mm + desky z pěnového polystyrénu tl. 150 mm.

Výsledky a porovnání

Po sestavení konstrukce se v jejím náhledu přehledně zobrazí výsledky vztažené na plochu 1 m². Díky tomu je velmi jednoduché vypočítat celkové environmentální dopady této konstrukce na objektu pouhým vynásobením její celkovou plochou. Přehled výsledků výpočtu environmentálních parametrů na 1 m² konstrukce vzorového příkladu je uveden v *tab. 2*.

Studenti měli zpracovat rovněž paprskový graf zobrazující rozložení hodnot environmentálních parametrů pro všechny zkoumané konstrukce (*obr. 1*). Tyto výstupy pak slovně interpretovat, zhodnotit a vytvořit závěr. Celá úloha jim pomáhá zorientovat se v problematice environmentálních dopadů, uvědomit si, které faktory při návrhu konstrukce nejvíce ovlivňují celkový výsledek a které jsou vhodné pro případnou optimalizaci z hlediska dopadů na životní prostředí.



Obr. 1. Porovnání environmentálních parametrů zkoumaných konstrukcí s referenční variantou SO_ETICS 1 (pálená lehčená tvarovka) = 100 %

Závěr

Envimat je první přehledný nástroj v České republice, který se věnuje environmentálním dopadům výroby určité skupiny produktů, který lze efektivně využívat v praxi a je veřejně dostupný široké odborné i laické veřejnosti. Jde o jeden z prvních, ale významných kroků ke snižování zátěže životního prostředí způsobené produkty stavebního průmyslu. Je významnou součástí procesu zabudovávání kontroly environmentálních dopadů na životní prostředí do tržních mechanismů a rozhodovacího procesu při zvažování stavebních investic.

Článek vznikl za podpory projektu SGS12/006/OHK1/ /1T/11 SGS ČVUT 2011.

Literatura

[1] Nařízení č. 305/2011 ze dne 9. března 2011, kterým se stanoví harmonizované podmínky uvádění stavebních výrobků na trh a kterým se ruší směrnice Rady 89/106/EHS. 2011. Ústřední věstník Evropské unie L88/5, http://eurlex.europa.eu/LexUriServ/ /LexUriServ.do?uri=OJ:L:2011:088:0005:0043:CS:PDF.
[2] ČSN EN 15804 Udržitelnost staveb – Environmentální prohlášení o produktu –Zásadní pravidla pro produktovou kategorii stavebních výrobků. CEN, 2012.
[3] ČSN EN 15978. Udržitelnost staveb – Posuzování environmentálních vlastností budov – Výpočtová metoda. CEN, 2012.
[4] ČSN ISO 14025 Environmentální značky a prohlášení – Environmentální prohlášení typu III – Zásady a postupy. ČNI, 2006.
[5] Pravidla Ministerstva životního prostředí k realizaci Národního programu environmentálního značení. Věstník MŽP, Sv. XVII, 8/2007.
[6] TNI CEN/TR 15941 Udržitelnost staveb – Environmentální prohlášení o produktu – Metodologie výběru a použití generických dat. TNI, 2010.
[7] Směrnice Rady Evropy ze dne 21. prosince 1988, o sbližování právních a správních předpisů členských států týkajících se stavebních výrobků (89/106/EHS).

Tab. 2. Parametry zkoumaných konstrukcí vztažené na 1 m² konstrukce (čím vyšší, tím horší)

SO_ ETICS	Spotřeba primární energie	Potenciál				
		globálního oteplování	okyselování	eutrofizace prostředí	ničení ozonové vrstvy	tvorby přízemního ozónu
	[MJ/m²]	[kg CO_2 ekv.]	[g SO_2 ekv.]	[g NO_x]	[mg R-11$_{ekv.}$]	[g $C_2H_{4\ ekv.}$]
1	875,1	59,8	155,8	130,1	3,5	34,9
2	937,4	62	146,5	103,9	4,7	38,1
3	748,2	71,4	155,4	154	2,4	33,7

Návrh standardních postupů krizového řízení Design/Build projektů

Ing. Michal VONDRUŠKA
ČVUT v Praze – Fakulta stavební

Na základě analýzy teoretických metod krizového řízení a úspěšného postupu řízení krize většího Design/Build projektu v praxi byl vytvořen návrh možných obecných standardů krizového řízení výstavby Design/Build projektů.

Design of standard procedures of crisis management of Design/Build projects

Based on the analysis of theoretical methods of crisis management and the successful crisis management procedure of a Design/Build project in practice the draft of general standards of crisis management for Design /Build projects in construction was created.

Úvod

Prudký pokles stavební výroby mezi únorem 2011 a 2012 o 17,2 % (Český statistický úřad) dokazuje, že stavebnictví je více než jiná odvětví citlivé na ekonomicko-politické a globální krize. Odrazem této situace je stav některých stavebních projektů, které se pro nedostatek peněz v ekonomice dostaly do krize a byly pozastaveny. Příkladem může být příprava výstavby rychlostní silnice R35 a R43 a dalších rozestavěných dopravních staveb. Náročnost stavebnictví na finanční zdroje, kvalifikovanou síť dodavatelů, moderní technologie, ekologické, bezpečnostní a jiné aspekty vytváří předpoklady pro vznik kritických situací při výstavbě. Je proto překvapivé, že obecné metody řízení stavebních projektů a podnikové operační manuály většiny největších stavebních firem se zabývají pouze řízením rizik, nikoli situací, kdy krize vznikne, tedy krizovým řízením. Cílem článku je přispět k nalezení vhodných metod a proaktivních opatření k řízení krizí ve stavebních projektech.

Interpretace pojmů

Za ***krizi projektu*** můžeme považovat nestabilní situaci, při níž je narušena rovnováha základních charakteristik projektu a která představuje bezprostřední a vážné ohrožení prioritních cílů projektu. Krize může nastat nečekaně a s malou pravděpodobností. Je to mimořádná událost, při níž dochází ke ztrátě kontroly nad projektem. Nastává působením velmi silných faktorů a standardní způsob řízení projektu je nadále neúčinný [5]. Klade důraz na vysokou úroveň managementu projektu, který se v důsledku jejího působení dostává pod vysoký tlak. Musí být řešena jinými než běžnými postupy řízení. Krize přináší napětí mezi účastníky projektu. Management projektu je zatížen velkou nejistotou dalšího postupu za nutnosti rychlé volby obtížně hodnotitelných, porovnatelných nebo identifikovatelných možností [6]. Tyto složité jevy odhalují slabé, ale i silné stránky systému řízení projektu, které by jinak nebyly patrné. Krize vzniká jako výsledek vzájemné kombinace vnitřních slabých stránek projektu a vnějších hrozeb, tedy vznikem a specifickým uplatněním projektových rizik. Pokud management projektu na aktivní rizika pozdě a nedostatečně reaguje, vzniká krizová situace.

Způsobu řízení krizí ve stavebních projektech není věnováno v odborné literatuře mnoho pozornosti. Jedním z řešitelů tohoto problému je M. Loosemore, který se této analýze věnuje a popisuje dynamiku krize. Potenciál krize během realizace stavebního projektu je obrovský, může nastat v podstatě v každé fázi životního cyklu stavebního projektu. Podle nedávného amerického výzkumu [2] byly dílčí krize ve stavebních projektech seřazeny podle frekvence v tomto sestupném pořadí:

– zpoždění výstavby,
– projekční chyby,
– překročení nákladů,
– špatné řízení,
– činnost aktivistů a zájmových sdružení proti realizaci projektu,
– odvolání a stížnosti ve veřejné soutěži,
– právní spory,
– fůze nebo akvizice zhotovitele nebo objednatele,
– nehody a úrazy v průběhu výstavby.

Z hlediska průběhu projektu můžeme zkoumat:

● ***vleklou krizi***, pomalu se vyvíjející, při které dochází k postupnému náběhu rizik a zhoršování stavu projektu. Takovou krizi je náročné identifikovat a diagnostikovat, protože vedení projektu očekává, že se situace brzy zlepší. U projektu výstavby lze uvést příklad druhotné platební neschopnosti, kdy management projektu nebo vrcholový management dodavatelské organizace je vlastníkem ubezpečen o jeho solventnosti poskytnutím zálohy či včasnou úhradou prvních faktur, ve skutečnosti však vlastník začne projednávat financování projektu až v průběhu realizace. Při komplikacích s úvěrem nastává vleklá krize, která je charakteristická řadou ujišťujících prohlášení ze strany vlastníka a zvyšující se nervozitou dodavatele. Při obvyklé devadesátidenní době splatnosti faktur je jednou z nejčastějších vleklých krizí projektu;

● ***náhlou krizi***, vznikající v důsledku vypuknutí silného rizika, které vážně ohrožuje celý projekt. Dá se jí čelit jen rychlým protiopatřením. V takovém případě je nutná souhra projektového týmu zaměřená na rychlý efekt, což vyžaduje přípravu ve formě plánu kontinuity. Příkladem může být nehoda na stavbě se smrtelným úrazem. Vyšetřovatelé uzavřou část stavby a zastaví práce na několik dní. Po dobu vyšetřování a odstraňování případných následků jsou kapacity dodavatele směrovány na jiné úseky. Po dokončení še-

tření musí být soustředěno veškeré úsilí na postiženou část stavby, na dohnání časové ztráty a odstranění případných následků.

Krizový management v oblasti projektového řízení pak může být definován podle [1] jako *„… ucelený soubor přístupů, názorů, zkušeností, doporučení, metod a opatření, které vedoucí pracovníci (manažeři) užívají k zvládnutí specifických činností při*
– *minimalizaci zdrojů (příčin vzniku)/ korekce;*
– *přípravě na činnost v krizových situacích/ prevence;*
– *bránění vzniku a eskalaci krizových situací/ kontrakce;*
– *redukci zdrojů krizových situací a jejich negativního působení/ redukce;*
– *odstraňování následků působení negativních faktorů krizové situace/ obnova.“*

Rozdíl mezi rizikovým a krizovým managementem spočívá v tom, že rizikový management se zabývá analýzou rizik, hodnocením rizik, jejich eliminací a hledání způsobů, jak se rizikům vyhnout, krizový management musí zvládat situace, ve kterých se rizika začala hromadit nebo působit [4].

V poslední době se můžeme setkat s dalším rozlišením krizového managementu:

● ***proaktivní*** je zaměřen na predikci potencionální krizové situace a na preventivní eliminaci hrozící krize. Na rozdíl od rizikového managementu pak na předvídání vzájemné kumulace potencionálních rizik nebo na rizika se zásadním dopadem, kterým nastavené projektové struktury nebudou schopny účelně čelit [3];

● ***následný*** je zaměřen na zvládání následků krize tím, že:
– identifikuje krizovou situaci a rizika (překážky), která ji vypuknutím způsobila (zpravidla ve formě situační zprávy);
– podniká okamžitou nápravu k eliminaci škod a zabránění dalšího negativního působení krize (zpravidla krátkodobým plánem okamžitých opatření/ Quick Wins);
– hodnotí příčiny krize a stanovuje systémová protiopatření k zotavení z krizové situace (zaběhnutá je forma krizového plánu);
– nastavuje proaktivní protikrizová opatření (formou systému včasného varování) [3].

Návrh krizového managementu ve stavebních projektech

Krizový management je na základě studia výše uvedených teoretických poznatků a praktických zkušeností rozdělen do sedmi fází. Dynamika krize je podle [2] upravena a seřazena do logického uzavřeného cyklu (*obr. 1*):
– zjištění příznaků krize,
– stanovení typu a rozměru krize,
– přijetí rozhodnutí podle standardních procedur,
– realizace přijatých opatření,
– vyhodnocení účinku nápravných opatření,
– obnova systému řízení projektu,
– přijetí proaktivních opatření k zabránění vzniku obdobné krize.

V tomto systému začíná krizový management stejně jako v moderním pojetí krizového řízení proaktivním procesem:

● první fází tohoto cyklu je moment ***zjištění příznaků krize***. Schopnost účinně reagovat na jakoukoli krizi závisí na včasném rozeznání kumulace potenciálních rizik jejich monitoringem;

● druhou fází ***je stanovení typu a rozměru krize*** identifikací příčin a možných důsledků. Specialisté, monitorující problémy a odhalující jejich potenciál, provádějí zároveň jejich diagnózu. V případě, že je zjištěn problém, je předložen podrobný návrh alternativních řešení operativně sestavenému krizovému managementu, který rozhoduje o dalším postupu;

● výstupem třetí fáze ***je přijetí rozhodnutí podle standardních procedur*** podnikového a projektového řízení;

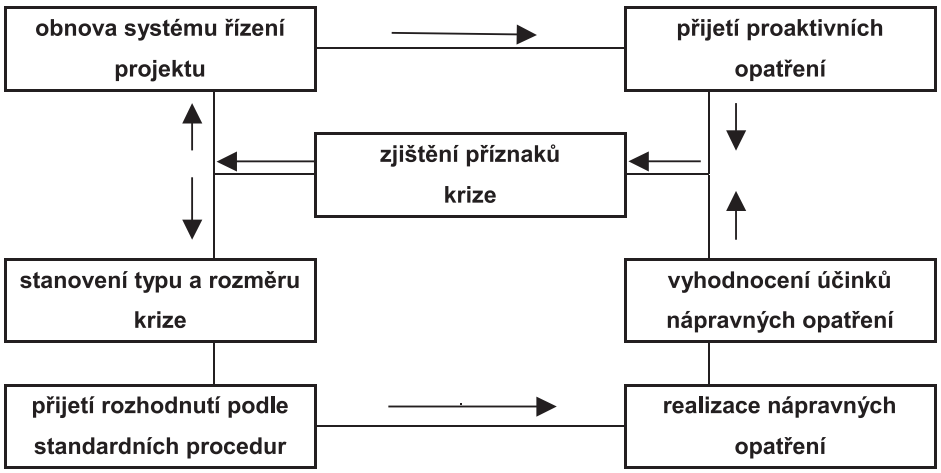
● ve čtvrté následující fázi dochází k **realizaci nápravných opatření**. Implementace zvolené varianty musí být provedena velmi rychle a důsledně;

● v páté fázi management průběžně zaznamenává reakci systému na aplikované řešení problému a podle zjištěných výsledků ***vyhodnocuje účinky nápravných opatření***;

● pokud je krize projektu odstraněna vrací se organizace řízení projektu k normálnímu stavu. Po šesté fázi krizového řízení nastává ***obnova systému řízení projektu***.

Vybraná varianta způsobu odstranění krize však zpravidla neobnoví systém úplně. Někdy v důsledku aplikovaného řešení vyvstává potenciál nových nebezpečí. V těchto případech musí být opět uplatněno proaktivní krizové řízení a dynamický cyklus se musí opakovat.

Krize projektu je po odstranění analyzována a krizový management zaznamenává zkušenosti, jež jsou podkladem pro přijetí ***proaktivních opatření*** budoucích projektů. Každý nový dynamický cyklus zvyšuje svou účinnost tím, že čerpá zkušenosti z řízení předchozích krizí. Toto pravidlo je obecně platné pro všechny obory podnikání.



Obr. 1. Dynamický cyklus krizového řízení

Případová studie

Na příkladu úspěšného řízení krize projektu rekonstrukce brněnské spalovny, při němž se autor článku jako zástupce dodavatele podílel na krizovém řízení stavby, je doložena možnost aplikace teoretického způsobu řízení krize dynamickým cyklem.

Spalovna směsného komunálního odpadu společnosti SAKO Brno, a. s. (dále jen OHB), byla vybudována v osmdesátých letech minulého století. Stará technologie byla dimenzována na 240 tis. t/rok a byla využívána pouze z 37 %. Vzhledem k nevyhovujícímu technickému stavu zařízení spalovny, jejíž životnost končila v roce 2009, bylo rozhodnuto o její zásadní rekonstrukci. Koncepce spalovny byla navržena s důrazem na optimální využití komunálních odpadů jako druhotných surovin pro výrobu tepelné a elektrické energie, a to při dodržení ekologických norem platných v Evropské unii. Na projekt „Odpadové hospodářství Brno“ byla poskytnuta dotace EU z programu ISPA ve výši 68 % z celkových uznatelných nákladů, zbývající část poskytlo Statutární město Brno. Vlastníkem je SAKO Brno, a. s., správce stavby TENZA, a. s., generálním dodavatelem Sdružení CNIM & SIEMENS Konsorcium Odpadové hospodářství Brno (CNIM - Constructions Industrielles de la Méditeranée Société Anonyme, (Francie) – leader sdružení, dodavatel stavební části a technologií pro spalování, čištění a třídění odpadu; Siemens, s. r. o. (Česká republika) – dodavatel turbíny a elektroinstalací pro technologickou část.

Cíle projektu

Účelem projektu bylo vybudovat s optimálním využitím stávajících zařízení a budov (včetně dopravních/příjmových kapacit) komplex třídění, recyklace a energetického využití komunálního odpadu s kogenerací, tj. kombinovanou výrobou tepelné a elektrické energie tak, aby zařízení splňovala emisní limity a stanovené technické podmínky provozu. Produkovaná škvára bude upravována tak, aby vyhověla normám pro zpracování ve stavebním průmyslu, a z odpadu se tak stal využitelný stavební materiál. Z technologického hlediska tedy vyplynula definice zadání projektu směřujících k naplnění výše zmíněných cílů (*tab. 1*):

– rekonstrukce spalovacích kotlů,
– instalace parní odběrové turbíny,
– instalace nového systému čištění spalin,
– vybudování dotřiďovací linky,
– modernizace škvárového hospodářství,
– rekonstrukce chemické úpravny vody,
– související stavební úpravy.

Tab. 1. Plán realizace projektu

Plán	Akce
říjen 07	podpis smlouvy s dodavatelem
duben 08	zahájení demoličních prací, odstavení dvou kotlů
květen 08	předání dokumentace Basic Design
duben 08	získaní pravomocného stavebního povolení
srpen 08	demolice kotlů K2, K3
září 09	odstavení kotle K1
prosinec 08	dodávka kotlů na staveniště
duben 09	dodávka turbosoustrojí na stavbu
říjen 09	ukončení montáže
prosinec 09	zahájení zkoušek
březen 10	předkomplexní provoz, komplexní vyzkoušení
březen 10	zahájení zkušebního provozu
červen 10	převzetí díla, kolaudace

Garantovaným cílem projektu je náhrada přírodních neobnovitelných zdrojů surovin a energie, nízká produkce emisí znečišťujících látek do ovzduší (na úrovni max. 70% emisních limitů) a soulad s legislativními požadavky EU a ČR pro spalování odpadů. Předpokládané celkové investiční náklady projektu byly stanoveny na 100 mil. Euro.

Krize projektu z pohledu generálního dodavatele

Krize projektu OHB v počáteční fázi výstavby spočívala ve skutečnosti, že subdodavatel stavební části projektu, na kterém záviselo splnění klíčových časových milníků, upadl do insolventního řízení a zkrachoval. Stavba byla dodávána systémem Design/Build, kde generální dodavatel je odpovědný za provedení stavby včetně projektové dokumentace a obstarání stavebního povolení.

Pro firmu CNIM byl projekt OHB první stavbou na území ČR. Přestože patří ve světovém měřítku k nejvýznamnějším výrobcům kotlů, musela se zejména na začátku výstavby vyrovnat s rozdílným podnikatelským a právním prostředím. V takových situacích firma obvykle spoléhá na podporu partnerů, se kterými společně vytváří nabídkovou dokumentaci a uzavírá memorandum o budoucí spolupráci. Protože stavba byla financovaná ze zdrojů EU, odpovídaly podmínky zadání a smlouva o dílo s vlastníkem podmínkám žluté knihy FIDIC a všichni významní subdodavatelé museli být předem schváleni vlastníkem. Smlouva o dílo mezi generálním dodavatelem a vlastníkem byla podepsána koncem listopadu 2007, tedy v období, kdy většina podnikatelských subjektů ve stavebnictví provádí roční uzávěrku účetnictví a připravuje stavební projekty a firmy na vánoční výluku. Tento stav je stejný jak v ČR, tak ve Francii.

Vzhledem k plánovanému časovému průběhu projektu, zejména v jeho začátku, kdy bylo nutné nejpozději v dubnu oddělit první kotel od zbývajících, určených k demolici, zahájit demontážní práce, a to vše včetně projektové dokumentace a získání stavebního povolení, však bylo nutné zahájit práce co nejdříve. CNIM musel bezprostředně po podpisu smlouvy s vlastníkem zahájit práce na projektové dokumentaci technologické části – Basic Design a uzavřít smlouvy se všemi důležitými subdodavateli z ČR. Pro zjednodušení situace se generální dodavatel na základě předběžných dohod rozhodl projektovou dokumentaci pro stavební povolení zajistit prostřednictvím české společnosti Kovoprojekta Brno, a. s. Dokumentaci pro demoliční výměr a prováděcí dokumentace stavební části projektu byla zahrnuta do předmětu díla subdodavatele stavební části, kterým byla podle memoranda společnost Průmyslové stavitelství Brno, a. s. (dále jen PRSB). Společnost PRSB tak byla v podstatě Design/Build dodavatelem stavební části projektu. Celkový objem dodávky pro PRSB byl plánován ve výši 11 mil. Euro. Na tak velký objem prací bylo nutné připravit důkladnou smlouvu, proto CNIM předal PRSB objednávku na přípravné práce a vyzval společnost k zahájení prací.

Zjištění příznaků krize

Práce na projektu byly zahájeny prostřednictvím subdodavatele, společnosti Consistera s.r.o., na kterého PRSB delegovala všechny své povinnosti. Jednání o smlouvě o dílo mezi CNIM a PRSB však byla velmi zdlouhavá, ze strany PRSB byl velmi často měněn vyjednávací tým a projekt neměl vůbec určeného projektového manažera za PRSB.

Věcná jednání a koordinační porady probíhaly pouze za přítomnosti zástupců subdodavatele PRSB, které rovněž nebylo schopno předložit k podpisu smlouvy prováděcí bankovní záruku (performance bond), což bylo součástí memoranda o spolupráci. Přestože, tyto indicie naznačovaly, že není vše v pořádku, uhradil CNIM společnosti PRSB první faktury za provedené práce.

Zřízení krizového managementu

Prvním vážným projevem krize bylo zastavení stavebních prací. Projektový management společnosti CNIM získal informace od subdodavatele PRSB, že důvodem tohoto kroku je její platební neschopnost. Nezávisle na probíhajících procesech svých činností se rozhodlo vedení společnosti CNIM sestavit krizový management stavby. Primárním cílem bylo monitorovat vzniklou situaci a připravit možná východiska a řešení problému tak, aby byly splněny plánované cíle projektu. Krizový management se zaměřil na prozkoumání situace u PRSB a jeho subdodavatele a na analýzu místního stavebního trhu. Výsledkem monitoringu bylo zjištění následujících příčin:

– rozpad managementu PRSB a odchod kvalifikovaných pracovníků;
– platební neschopnost a předluženost firmy;
– podání insolvenčních návrhů na PRSB.

Ohrožené subjekty a cíle projektu:

– vlastníkovi vznikne ztráta přeložením plánované odstávky kotlů;
– nesplnění dílčích termínů a ohrožení celkového termínu stavby;
– nemožnost pracovat na projektu Basic Design, protože chybí partner;
– CNIM zaznamená potencionální ztrátu z důvodu penalizace a organizačních změn v řízení projektu;
– CNIM hrozí poškození dobrého jména firmy;
– vlastník může být poškozen negativní mediální kampaní.

Současně byla stanovena možná východiska:

varianta 1 – pokračovat v jednání se současným dodavatelem. Tým krizového manažera tuto možnost vyloučil;

varianta 2 – vypsat nové výběrové řízení na subdodavatele stavební části. Krizový management tuto variantu nedoporučil v této fázi projektu k realizaci. Důvodem byla vysoká poptávka po stavebních pracích (situace v roce 2008 před světovou finanční krizí) a neschopnost vyzvaných firem pružně reagovat na poptávku, předložit nabídku, splnit cenové a časové limity projektu, akceptovat angličtinu jako hlavní komunikační jazyk a převzít rozpracovanou prováděcí dokumentaci k dopracování;

varianta 3 – pokračovat ve výstavbě s PRSB. Subdodavatel nejen projevil ochotu akceptovat smluvní cenu a termíny i ostatní podmínky původní smlouvy o dílo s PRSB, ale představil i anglicky mluvící projektový management výstavby a doložil jeho kvalifikaci. Stavební kapacity a jeho finanční stabilita byly prověřeny s pozitivním výsledkem, a proto byla sepsána dohoda o spolupráci. Nevýhodou navrženého řešení bylo, že subdodavatel požadoval úhradu závazků PRSB a neměl potřebné reference ke schválení vlastníkem.

Přijetí opatření podle standardních procedur

Krizoví manažeři vyhodnotili navržená řešení a rozhodli se aplikovat třetí variantu, tj. pokračovat ve výstavbě se subdodavatelem PRSB. Aby toto řešení bylo účinné, musel být sestaven plán implementace navržené varianty:

– seznámení vlastníka se vzniklou situací a výsledky monitoringu za účasti krizového managera, projektového managera a zástupce top managementu CNIM;
– navržení ke schválení a podpora nového dodavatele společnosti Consistera. Chybějící reference by garantoval CNIM. Podporou tohoto řešení byl i fakt, že Consistera částečně obnovila práce na stavbě a na prováděcí projektové dokumentaci. Časový postup výstavby tak byl v souladu s plánem;
– po schválení nového dodavatele by byla provedena úhrada závazků za PRSB, učiněny právní kroky ke zrušení memoranda s PRSB a uplatněny sankce a náhrady škody po PRSB;
– uzavření smlouvy o dílo s Consisterou. Dodavatel by musel být po celou dobu výstavby pod zvýšeným dohledem. Consistera by musela předkládat ke schválení všechny své subdodavatele. Smlouva by musela být sepsána tak, aby mohla být v případě problémů nahrazena jiným dodavatelem nebo doplněny její kapacity. Veškerá i rozpracovaná prováděcí projektová dokumentace by byla předávána k průběžnému schválení.

Realizace nápravných opatření

Krizový management postupoval podle plánovaných procedur. Vlastník byl seznámen se vzniklou situací a navrženým řešením. Správce stavby společnost TENZA pověřil vlastník prověřením monitorovaných údajů. Situace byla vyhodnocena jako krajně riziková, ale s vzhledem k ohrožení cílů projektu bylo navržené řešení schváleno a Consisteru schválil CNIM za hlavního dodavatele stavební části. Správce stavby byl vyzván ke zvýšené kontrole všech procesů realizace stavební části po časové, kvalitativní a bezpečnostní stránce. Consistera akceptovala navržené smluvní podmínky a mimořádné podmínky krizového řízení. Poté, co CNIM uhradil závazky PRSB, byly stavební a projektové práce zcela obnoveny.

Vyhodnocení účinků opatření

Pro účely důsledného řízení krize byly sestaveny kontrolní listy dodavatele pro specifické činnosti jeho dodávky a stanovena vyšší frekvence koordinačních a kontrolních porad. (Tato opatření probíhala nezávisle na běžném řízení stavebního projektu, jako jsou např. pravidelné kontrolní dny a měsíční zprávy dodavatele.) Dodavatel předkládal podle rizikových oblastí řízení projektu:

– seznamy aktualizované projektové dokumentace a výkresovou část technologickému projekčnímu oddělení CNIM ve Francii. Tato dokumentace zde byla věcně ověřována a časově koordinována s ostatními účastníky a potřebami projektu. Prováděcí projekt nebyl předkládán ke schválení až v celku či souborech ucelených částí, ale velmi podrobně v průběhu projektování. CNIM tak získával nejen informace o kompetentním řízení projektu subdodavatelem, ale i časový prostor pro vlastní projekční činnost. Vlastník pak dostával ke schválení dokumentaci stavební části již bez vážnějších nedostatků a se vzájemnou vazbou na ostatní dodavatele;
– časový plán byl denně kontrolován. Zjištěné odchylky od harmonogramu byly posuzovány s ohledem na další návaznosti a realizována opatření k okamžitému uvedení do souladu. V tomto ohledu však dodavatel pracoval velmi spolehlivě a v dostatečném předstihu;
– dodavatel byl povinen předkládat ke schválení seznamy kvalifikovaných pracovníků a reference svých subdodavatelů;

– dodavatel byl ze strany generálního dodavatele a vlastníka velmi důsledně prověřován v oblasti plnění kvality a bezpečnosti práce. Odchylky byly zaznamenávány do kontrolních listů.

Kontrolní listy byly průběžně předávány krizovému manažerovi, který prováděl jejich rozbor.

Obnova systému řízení projektu

Projektové řízení se dostalo do normálního chodu již po druhém cyklu krizového řízení, další opatření nebylo nutné realizovat. Obnova systému řízení trvala osm měsíců, tedy do doby, kdy byla provedena ve stanoveném čase a kvalitě stavební připravenost pro montáž kotlů a turbíny. Krizový management byl zrušen. Řízení projektu přešlo plně pod kontrolu projektového managementu.

Proaktivní opatření

Vyhodnocení krize projektu z pohledu vlastníka a Design/Build dodavatele bude součástí hodnocení celé výstavby projektu OHB. Součástí protokolu bude soubor všech negativních a pozitivních zkušeností při přípravě a realizaci stavby, které pak slouží jako podklad pro vymezení rizik u obdobných projektů.

Závěr

■ Na základě analýzy dynamického cyklu krizového řízení projektu OHB a teoretických poznatků je možné navrhnou zobecněná proaktivní krizová opatření pro Design/Build projekty, která by se mohla stát součástí standardních procedur operačního manuálu firmy:

– při zahájení výstavby projektu takovéhoto rozsahu jmenovat krizového manažera, který zejména oblastech kumulace rizik projektu bude monitorovat a eliminovat potenciální příznaky krize. Toto opatření je vhodné realizovat na straně Design/Build dodavatele, ale i vlastníka;
– v případě propuknutí krize musí být nastaveny mechanizmy řízení projektu tak, aby byla zajištěna informovanost, součinnost a vzájemná kooperace všech účastníků projektu na odstranění krize;
– u klíčových dodavatelů by měla být zajištěna absolutní průběžná kontrola jimi zpracovávané realizační dokumentace. V případě detekce krize u dodavatele může být dokončena jiným projektantem;
– Design/Build subdodavatelé, jejichž náhlý kolaps může způsobit celkovou krizi projektu, by měli být zvoleni nejméně duplicitně, a to alespoň v těch částech stavby, které jsou významné pro splnění uzlových bodů harmonogramu a stavebních připraveností pro jiné subdodavatele;
– generální dodavatel celého kontraktu si musí smluvně zabezpečit převzetí kontroly dílčích subdodavatelů hlavního dodavatele stavební části včetně finančního plnění.

■ Případová studie mezinárodního projektu „Odpadové hospodářství Brno – rekonstrukce spalovny“ prokazuje, že i velké a zkušené nadnárodní stavebně-technologické firmy mohou být při velké kumulaci rizik zasaženy krizí. Zejména ve stavebních projektech je včasné rozpoznání krize komplikované, protože krize bývá imunní proti obvyklému pokrytí rizik v hlavním kontraktu projektu nebo v dílčích subdodavatelských kontraktech.

■ Krizi lze obtížně předpokládat a unifikovat její charakteristické znaky. Krize se projeví až jednoznačným výskytem specifického problému, v rámci uvedené případové studie pak zastavením prací na stavbě. Při detekci krize je tedy nutná velmi rychlá reakce ze strany projektového managementu. Je nezbytné okamžitě sestavit krizový management, který se bude nezávisle na průběhu nezasažené části projektu intenzivně a systematicky zabývat způsoby řešení krize. Správně řízená krize vede přes důsledný monitoring problému a stanovení diagnózy krize. Úspěšná implementace zvoleného řešení krize je do značné míry závislá na spolupráci všech účastníků projektu. Přestože každý z účastníků má odlišnou motivaci, je úspěšné splnění věcných, časových a ekonomických cílů projektu jako celku maximálně důležité pro všechny strany. Odstraněním krize se projekt dostává do normálního stavu, projektový management potažmo organizace dodavatele, získává nenahraditelné zkušenosti, které využije při řízení rizik v dalších projektech.

■ Případová studie krize projektu OHB je velmi dobrým příkladem pro teoretické zobecnění aplikovaných postupů krizového řízení a vyvození závěrů pro řízení krizí složitých stavebních projektů realizovaných systémem Design/Build.

Teorie krizového řízení vychází ze dvou zdrojů. Je to jak teorie řízení projektů v oblasti projektového managementu, řízení rizik a krizí, tak nejlepší praxe (best practice) získaná na základě úspěšně zvládnutých krizí významnými stavebními dodavateli.

Literatura

[1] Antušák, E.: Přehled základních pojmů krizového managementu. VŠE v Praze, 2001.

[2] Loosemore, M.: Crisis Management in Construction Projects. American Society of Civil Engineers, 2000.

[3] Hujňák, P. – Hujňák, J.: Krizový management ICT projektů. Firemní publikace Per Partes Conting, s. r. o., 2010.

[4] Tomek, A.: Řízení úspěšnosti stavebních firem a dodavatelských stavebních projektů. ČVUT v Praze, 2009.

[5] McCarthy, J. F.: Choosing Project Success A Guide for Building Professionals. Pareto – Building Improvement, 2008.

[6] Sears, K. S. – Sears, G. A.: Clough R.H., Construction Project Management A Practical Guide to Field Construction Management. New Jersey, Wiley and Sons 2008.

Vývoj cen ve stavebnictví

Ing. Martin NOVÝ, CSc.
VUT v Brně – Fakulta stavební

Článek se zabývá úlohou stavebnictví ve společnosti, jeho postavením v tržním hospodářství a zjišťováním jeho produkce. Nejprve uvádí možnosti sledování objemu stavební výroby. Dále hovoří o oceňování stavební výroby, o různých vlivech na výši ceny a o způsobu sledování vývoje cen v čase. Věnuje se statistice organizované státem, zaměřuje se na cenovou statistiku ve stavebnictví a představuje její výsledky – cenové indexy. Výstupy statistiky jsou doloženy několika tabulkami a grafem. Na závěr jsou uvedeny způsoby používání cenových indexů ve stavební praxi.

Price development in the construction industry

The article deals with the role of the building industry in society, its position in the market economy and the identification of its production. First, the possibilities of monitoring the volumes of building production are stated. Then, the pricing of building production, different aspects affecting the price levels and the methods of monitoring the price development in time are discussed. Statistical surveys organised by the state, price statistics in the construction industry are mentioned and its results – price indexes, are presented.

Úloha stavebnictví ve společnosti

První výsledky stavební činnosti člověka nalézáme v období mladší doby kamenné, kdy se z lovce stává zemědělec, opouští jeskyně a buduje si venkovní stálá obydlí. Člověk jako bytost zvídavá a usilovná po další tisíce let vymýšlí, jak si práci usnadnit a její výsledky zdokonalit. Dlouhý vývoj probíhá i ve stavebnictví, jež v současnosti používá moderní technologie, materiály a stroje, díky nimž vznikají soudobé budovy a inženýrská díla.

Téměř žádná lidská činnost se neobejde bez použití výsledků stavební výroby. Bydlení, doprava, kultura, vzdělávání, výroba, zdravotnictví, energetika – to všechno jsou oblasti individuálního nebo kolektivního využívání staveb. Stavební výroba má vazby na další odvětví hospodářství, která dodávají potřebné suroviny, výrobky, energie, služby. Rostoucí požadavky na vstupy do stavebnictví tak vyvolávají růst produkce dodavatelů požadovaných zboží a služeb. Koruna investovaná ve stavebnictví vyvolá v dalších letech násobný růst produkce v jiných oborech hospodářství. Stavebnictví je důležitou součástí hospodářství státu, a proto je žádoucí informacím spojeným s vývojem v tomto oboru věnovat mimořádná pozornost [1].

Výkon a oceňování stavební produkce

Výkon stavební výroby lze sledovat na vstupech ve fyzických jednotkách spotřebovávaných materiálů (tunách cementu, oceli, písku apod.) nebo na výstupech v užitných jednotkách stavebních děl (např. metrech krychlových obestavěného prostoru, metrech čtverečních obytných ploch bytů, počtu lůžek v nemocnicích). Použití užitných jednotek má tu výhodu, že za předpokladu stejné kvality je možné produkci v čase sčítat, samozřejmě pouze produkci stejného druhu. Nevýhodou je nemožnost součtů produkce různých druhů staveb charakterizovaných různými jednotkami. Další možností je stavební práce nebo objekty oceňovat, tzn. přiřazovat jejich nákladům a přiměřenému zisku tržní cenu. Sledování produkce ve finančních jednotkách umožňuje sčítání objemů výroby na různých úrovních pro všechny druhy stavebních prací i objektů. I tento postup sledování produkce má nevýhodu. Kupní síla použité měny se v čase mění. Proto objem prací nebo velikost produkce vyjádřená stejným obnosem měny (stejnou cenou) se v různém čase od sebe mohou více nebo méně ve fyzických jednotkách odlišovat. Je proto nutné vývoj cen v čase sledovat a objem produkce přepočítávat na úroveň zvoleného pevného časového okamžiku nebo období.

Způsob a určení výše ceny za stavební práce je v tržním hospodářství věcí dohody mezi investorem a dodavatelem. Obsah a způsob stanovení ceny obecně popisuje zákon č. 526/1990 Sb., o cenách [2]. V § 2 odstavce 1 se uvádí: *„Cena se sjednává pro zboží vymezené názvem, jednotkou množství a kvalitativními a dodacími nebo jinými podmínkami sjednanými dohodou stran, popřípadě číselným kódem příslušné jednotné klasifikace, pokud tak stanoví zvláštní předpis (dále jen „určené podmínky“). Podle určených podmínek mohou být součástí ceny zcela nebo zčásti náklady pořízení, zpracování a oběhu zboží, zisk, příslušná daň a clo.“* Obě smluvní strany se musí dohodnout buď přímo na výši ceny, nebo na způsobu, jak bude tato cena stanovena. Obvyklým smluvním nástrojem ve stavebnictví je smlouva o dílo vymezená v Obchodním zákoníku (zákon č. 513/1991 Sb.) nebo v Občanském zákoníku (zákon č. 40/1964 Sb.) [2]. Vzhledem k tomu, že stavba může být značně rozsáhlá a nákladná, cena stavební části se pak určuje většinou skladebně z cen jednotlivých stavebních konstrukcí a prací. Ty jsou popsány slovně, množstvím, měrnou jednotkou, cenou jednotkovou a celkovou v rozpočtu. Přitom cena obsahuje veškeré náklady dodavatele (na materiál, mzdy, stroje, energie, vedení a provoz) a jeho přiměřený zisk. Jednotkové ceny může určovat dodavatel na základě sledování vlastních nákladů nebo je může přejímat z databází sestavovaných specializovanými firmami. Do ceny funkční stavby je třeba zahrnout i náklady na inženýrskou a kompletační činnost, náklady na technologie, náklady spojené s umístěním stavby, popř. další pořizovací náklady.

Časový vývoj cen

Ceny prodávaného zboží a poskytovaných služeb se v čase téměř neustále mění. U cen státem neregulovaných je to

dáno vývojem nabídky a poptávky na trhu. Cena může být ovlivněna zejména:

– cenou surovin a energií,
– daňovou legislativou,
– dostupností investic,
– kupní silou populace,
– kvalitou,
– módním trendem,
– nasyceností trhu,
– technickou vyspělostí,
– užitnými vlastnostmi.

Výše konečné ceny ovlivňuje prodejnost zboží. Je proto důležité kromě množství prodaných výrobků a služeb zjišťovat i jejich cenu. Cena je významným faktorem rentability každé ekonomické činnosti, je proto nezbytné sledovat ceny vstupů i výstupů jednotlivých činností, podniků a celých oborů národního hospodářství. Vývoj cenové hladiny v sektoru spotřeby obyvatelstva v porovnání s vývojem jeho příjmů ovlivňuje spokojenost obyvatel s řízením hospodářství.

Sledování vývoje cen, jako hromadně se vyskytujícího ekonomického jevu, je součástí ekonomické statistiky. Předmětem ekonomické statistiky je obecně analýza stavu a vývoj jevů v hospodářské oblasti. Cenová statistika jako její složka je provozována na úrovni každého odpovědného vedení podniku i na úrovni celého národního hospodářství. Hlavním cílem je sledování vývoje cenové hladiny v různých oborech a úrovních ekonomiky. Pokud cenová hladina roste (ceny se zvyšují), hovoří se o inflaci, pokud cenová hladina klesá (ceny se snižují), hovoří se o deflaci. Platí pravidlo, že mírná inflace doprovázená rostoucími reálnými příjmy je znakem rozvíjejícího se hospodářství. Cenovou statistikou na úrovní našeho státu se mimo své další činnosti zabývá Český statistický úřad (dále jen ČSÚ).

Státní cenová statistika

Státní statistiku organizuje stát prostřednictvím své specializované organizační složky – ČSÚ na podkladě zákona (zákon č. 89/1995 Sb. ze dne 20. dubna 1995, o státní statistické službě, jak vyplývá ze změn a doplnění zákonem č. 356/ /1999 Sb., č. 220/2000 Sb., č. 256/2000 Sb., č. 411/2000 Sb.) [2]. Formu zákona má i Program statistických zjišťování (zveřejňovaný vyhláškou nejpozději do 30. listopadu předcházejícího roku), prostřednictvím kterých se získávají potřebná statistická data.

Statistika se dělí podle obsahu na strukturální a konjunkturální. Cílem strukturální statistiky je postihnout příslušné jevy a procesy v jednotlivých hospodářských odvětvích i v ekonomice jako celku, zejména v roční periodicitě v souvislé časové řadě. Výsledky mají být přesné, podrobné a konečné. Jsou k dispozici v delším časovém odstupu od šetřeného období. Cílem konjunkturální statistiky je postihnout nejnovější vývoj hospodářství. Má přinášet co nejrychleji údaje o trendech vývoje. Výsledky jsou méně přesné, méně podrobné a často se ve větším časovém odstupu zpřesňují. Do skupiny konjunkturálních statistik patří i statistika cenová. Prováděním konjunkturálních statistik ČSÚ splňuje povinnosti vyplývající z nařízení Rady (ES) č. 1165/98 ze dne 19. května 1998 o konjunkturálních statistikách [3] a dalších navazujících prováděcích, doplňujících a změnových nařízení Komise (ES), Evropského parlamentu a Rady (ES).

Cenová statistika zjišťuje cenové údaje a z nich určuje cenovou hladinu formou cenových indexů. Cenová hladina je tvořena cenami mnoha druhů zboží, výrobků a služeb, jimiž se obchoduje. Cena jednoho druhu zboží může být různá časově (v různém období), ale i geograficky (na různých místech). Úkolem cenové statistiky je zjišťování stavu a vývoje cen a cenových hladin v členění podle oborů výroby, resp. služeb (podle různých klasifikačních hledisek).

V české statistické praxi se výsledky statistického zjišťování cen publikují většinou ve formě cenových indexů v měsíční nebo čtvrtletní periodicitě. Některá šetření uveřejňují i vybrané cenové údaje (v Kč) jako doplňující informace.

Ceny se zjišťují výběrovým způsobem u vybraných respondentů za určené reprezentanty. Reprezentant zastupuje skupinu zboží nebo služeb obdobného druhu se stejným nebo podobným cenovým vývojem. Má většinou významný podíl na obratu této skupiny a je zastoupen ve všech nebo většině geografických oblastí a časových obdobích.

Při výpočtu cenových indexů se používá tento algoritmus. Pro každou dvojici vykázaných cen reprezentanta (od jednoho respondenta) se nejprve vypočte individuální index jako podíl ceny ve sledovaném období k ceně ve výchozím období. Ze všech individuálních indexů stejného reprezentanta (od různých respondentů) se dále vypočte prostý aritmetický průměr indexů. Takto vypočtené indexy reprezentantů vybraných podle použité klasifikace, jejího stupně a položky se nakonec agregují do úhrnu (kumulace). V ČR se používá výpočetní vzorec typu Laspeyres v modifikované podobě

$$I(p)_k = \frac{\sum_{j=1}^{m} \left(\frac{\sum_{i=1}^{n} \frac{p_1^{i,j}}{p_0^{i,j}}}{n} \cdot q_0^j \right)}{\sum_{j=1}^{m} q_0^j} , \qquad (1)$$

kde p_1 je cena ve sledovaném období,
p_0 – cena v základním období,
q_0 – stálá váha (produkce v základním období),
n – počet individuálních indexů jednoho reprezentanta,
m – počet reprezentantů agregovaných do k-té položky použité klasifikace.

Vzorec (1) představuje vážený aritmetický průměr, kde indexy reprezentantů jsou váženy dílčími obraty nebo je zastupujícími vahami ze základního období. Nyní se pro výpočet používají stálé váhy z roku 2010 zjištěné příslušnou statistikou produkce.

Cenová statistika stavebnictví

Obecně se cenové indexy dělí na indexy vstupů (nákladů), tzv. input indexy, a indexy výstupů, tzv. output indexy. Ve stavebnictví má výpočet indexů obou typů dlouhou tradici a v současnosti se výsledky publikují ve třech řadách:

– indexy cen stavebních prací a stavebních děl (output),
– indexy nákladů stavební výroby (input),
– indexy cen materiálových vstupů stavební výroby (input).

Ceny stavebních prací se zjišťují ve čtvrtletních intervalech, a proto je základním časovým údajem čtvrtletí. Z výsledků čtvrtletního šetření, označeného Ceny Stav 1-04, se publikují i některé vybrané průměrné jednotkové ceny stavebních prací a hodnoty hodinových sazeb za prováděné práce.

Indexy cen stavebních prací a stavebních děl (objektů) se počítají podle matematického modelu, který obsahuje soupis

Tab. 1. Indexy cen stavebních děl podle klasifikace CZ-CC [4]

Období: 4. čtvrtletí 2011

Kód CZ-CC	Název	Stálá váha	2011														
			průměr roku 2005 = 100					předchozí období = 100					stejné období předchozího roku = 100				
			čtvrtletí				průměr od poč. roku	čtvrtletí				průměrné tempo růstu	čtvrtletí				průměr od poč. roku
			1.	2.	3.	4.		1.	2.	3.	4.		1.	2.	3.	4.	
1	**Budovy**	**5 551**	**112,1**	**111,9**	**111,8**	**111,6**	**111,9**	**100,1**	**99,8**	**99,9**	**99,8**	**99,9**	**99,5**	**99,6**	**99,7**	**99,6**	**99,6**
11	**Budovy bytové**	**1 779**	**112,0**	**111,8**	**111,7**	**111,5**	**111,8**	**100,1**	**99,8**	**99,9**	**99,8**	**99,9**	**99,3**	**99,6**	**99,7**	**99,6**	**99,6**
111	Budovy jednobytové	351	113,0	112,8	112,7	112,5	112,8	100,1	99,8	99,9	99,8	99,9	99,2	99,6	99,6	99,6	99,5
1110	Budovy jednobytové	351	113,0	112,8	112,7	112,5	112,8	100,1	99,8	99,9	99,8	99,9	99,2	99,6	99,6	99,6	99,5
112	Budovy dvou a vícebytové	1 215	111,7	111,5	111,4	111,2	111,5	100,1	99,8	99,9	99,8	99,9	99,3	99,6	99,7	99,6	99,6
1121	Budovy dvoubytové	93	113,2	113,0	112,9	112,7	113,0	100,1	99,8	99,9	99,8	99,9	99,4	99,6	99,7	99,6	99,6
1122	Budovy tří a vícebytové	1 122	111,6	111,4	111,3	111,1	111,4	100,1	99,8	99,9	99,8	99,9	99,3	99,6	99,7	99,6	99,6
113	Budovy bytové ostatní	213	111,8	111,7	111,6	111,4	111,6	99,9	99,9	99,9	99,8	99,9	99,3	99,6	99,6	99,6	99,5
1130	Budovy bytové ostatní	213	111,8	111,7	111,6	111,4	111,6	99,9	99,9	99,9	99,8	99,9	99,3	99,6	99,6	99,6	99,5
12	**Budovy nebytové**	**3 772**	**112,1**	**111,9**	**111,8**	**111,6**	**111,9**	**100,1**	**99,8**	**99,9**	**99,8**	**99,9**	**99,5**	**99,6**	**99,7**	**99,6**	**99,6**
121	Hotely a obdobné budovy	153	113,6	113,5	113,4	113,3	113,5	100,1	99,9	99,9	99,9	99,9	99,6	99,8	99,8	99,8	99,8
1211	Hotely	153	113,6	113,5	113,4	113,3	113,5	100,1	99,9	99,9	99,9	99,9	99,6	99,8	99,8	99,8	99,8
122	Budovy administrativní	786	111,9	111,6	111,6	111,5	111,7	100,3	99,7	100,0	99,9	100,0	99,6	99,7	99,9	99,9	99,8
1220	Budovy administrativní	786	111,9	111,6	111,6	111,5	111,7	100,3	99,7	100,0	99,9	100,0	99,6	99,7	99,9	99,9	99,8
123	Budovy pro obchod	749	112,8	112,6	112,5	112,3	112,6	100,0	99,8	99,9	99,8	99,9	99,4	99,6	99,6	99,6	99,5
1230	Budovy pro obchod	749	112,8	112,6	112,5	112,3	112,6	100,0	99,8	99,9	99,8	99,9	99,4	99,6	99,6	99,6	99,5
124	Budovy pro dopravu a telekomunikace	158	112,5	112,1	111,9	111,7	112,1	100,1	99,6	99,8	99,8	99,8	99,5	99,4	99,4	99,4	99,4
...	.....																
2	**Inženýrská díla**	**4 449**	**113,7**	**113,3**	**113,1**	**113,0**	**113,3**	**99,8**	**99,6**	**99,8**	**99,9**	**99,8**	**99,6**	**99,2**	**99,2**	**99,2**	**99,3**
21	**Dopravní díla**	**3 313**	**113,3**	**112,8**	**112,6**	**112,5**	**112,8**	**99,8**	**99,6**	**99,8**	**99,9**	**99,8**	**99,6**	**99,0**	**99,0**	**99,1**	**99,2**
211	Dálnice, silnice, místní a účelové komunikace	1 854	113,9	113,5	113,2	113,1	113,4	99,7	99,6	99,7	99,9	99,7	99,4	99,1	99,0	99,0	99,1
2111	Dálnice	993	113,9	113,5	113,2	113,1	113,4	99,7	99,6	99,7	99,9	99,7	99,4	99,1	99,0	99,0	99,1
2112	Místní a účelové komunikace	861	113,9	113,5	113,2	113,1	113,4	99,7	99,6	99,7	99,9	99,7	99,4	99,1	99,0	99,0	99,1
212	Dráhy kolejové	685	113,2	112,5	112,5	112,6	112,7	99,6	99,4	100,0	100,1	99,8	99,6	98,7	98,6	99,0	99,0
2121	Dráhy železniční dálkové	618	113,2	112,5	112,5	112,6	112,7	99,6	99,4	100,0	100,1	99,8	99,6	98,7	98,6	99,0	99,0
2122	Dráhy kolejové městské a ostatní	67	113,5	112,8	112,7	112,8	113,0	99,6	99,4	99,9	100,1	99,7	99,5	98,7	98,6	99,0	98,9
214	Mosty, visuté dálnice, tunely, podjezdy a podchody	623	111,7	111,2	111,1	110,8	111,2	100,0	99,6	99,9	99,7	99,8	99,8	99,2	99,2	99,2	99,4
2141	Mosty a visuté dálnice	351	109,4	108,7	108,4	108,0	108,6	99,9	99,4	99,7	99,6	99,6	99,4	98,5	98,5	98,6	98,8
2142	Tunely a podchody	272	114,6	114,5	114,5	114,3	114,5	100,1	99,9	100,0	99,8	99,9	100,3	100,0	99,9	99,8	100,0
215	Přístavy, vodní cesty, vodní stupně a ostatní vodní díla	151	112,6	111,9	111,7	111,0	111,8	100,5	99,4	99,8	99,4	99,8	99,7	99,4	99,8	99,1	99,5
2151	Přístavy a plavební kanály	24	112,5	111,9	111,7	111,0	111,8	100,4	99,5	99,8	99,4	99,8	99,6	99,4	99,8	99,1	99,5
2152	Vodní stupně	127	112,6	111,9	111,7	111,0	111,8	100,5	99,4	99,8	99,4	99,8	99,7	99,4	99,8	99,1	99,5
...	.....																

vybraných stavebních a montážních prací (reprezentanty). Současná metodika používá k výpočtu cenových indexů vzorec (1).

Zjišťovaná cena stavební práce obsahuje kromě zabudovaného a spotřebovaného materiálu veškeré další náklady nutné k realizaci sledované činnosti (mzdové náklady, zákonné sociální a zdravotní pojištění, náklady na provoz stavebních strojů a mechanizmů, náklady dopravní mimo přesunu hmot, režijní náklady, mimořádné náklady vznikající v důsledku umístění a individuálního prostředí stavby, zisk), ale bez nákladů na zařízení staveniště a daně z přidané hodnoty. Sledovaným obdobím je prostřední měsíc čtvrtletí.

Vyšší agregace jsou představovány položkami určené klasifikace stavebních prací, resp. stavebních děl. Indexní schéma se sestavuje z položkových rozpočtů vybraných stavebních objektů a celkových objemů stavební produkce v ČR. Aktuální základní cenovou hladinou je rok 2005, váhy jsou aritmetickým průměrem produkční struktury stavebnictví za léta 2007 až 2010.

Indexy stavebních prací a stavebních děl

Od roku 2004 jsou výsledky zpracování všech výše uvedených cenových statistik ve stavebnictví zveřejňovány v jediné čtvrtletní publikaci ČSÚ pod aktuálním názvem „Indexy cen stavebních prací, indexy cen stavebních děl a indexy nákladů stavební výroby“ [4]. Pro třídění výsledků stavební výroby – stavebních objektů (děl) se používá „Klasifikace stavebních děl CZ-CC“. Obsahově vychází z mezinárodního standardu „Klasifikace stavebních děl“ (Classification of Types of Construction – CC), kterou vydal Eurostat v říjnu 1997. Indexy vybraných položek klasifikace za jednotlivá čtvrtletí a celý rok 2011 jsou uvedeny v *tab. 1*. Položka 1 „Budovy za 4. čtvrtletí 2011“ s hodnotou indexu 111,6 vyjadřuje, že ceny budov (bytových i nebytový) vzrostly proti průměrné cenové hladině roku 2005 ve 4. čtvrtletí roku 2011 na 111,6 %, tzn. že ceny se zvýšily průměrně o 11,6 %. Průměrný index za celý rok 2011 je 111,9 % vzhledem k roku 2005.

Klasifikace CC neobsahuje agregaci budov a inženýrských děl. Ta se uvádí v *tab. 2* jako položka „Stavební díla“. V této tabulce se nacházejí i indexy za opravy a údržbu staveb a další položky podle statistického číselníku druhů staveb.

Až do konce roku 2011 se pro třídění stavebních prací používala „Klasifikace produkce CZ-CPA“ (Classification of Products by Activity – CPA). Od počátku roku 2012 jsou stavební konstrukce a práce tříděny podle systému číselníků TSKPstat [4], který vychází z klasického „Třídníku stavebních konstrukcí a prací“, jež lépe a hlavně již desítky let vyhovuje stavařské praxi. Iindexy za vybrané práce hlavní stavební výroby (HSV) a přidružené stavební výroby (PSV) členěné dále na skupiny stavebních dílů (jednomístný kód) a

Tab. 2. Index cen stavebních děl podle číselníku druhů staveb [4]

Období: 4. čtvrtletí 2011

Kód	Název	Stálá váha	2011														
			průměr roku 2005 = 100					předchozí období = 100					stejné období předchozího roku = 100				
			čtvrtletí				průměr o d poč. roku	čtvrtletí				průměrné tempo růstu	čtvrtletí				průměr o d poč. roku
			1.	2.	3.	4.		1.	2.	3.	4.		1.	2.	3.	4.	
	Stavební díla	**10 000**	**112,8**	**112,5**	**112,3**	**112,2**	**112,5**	**100,0**	**99,7**	**99,8**	**99,9**	**99,8**	**99,6**	**99,5**	**99,5**	**99,5**	**99,5**
	z toho opravy a údržba		114,2	113,9	113,8	113,7	113,9	99,9	99,7	99,9	99,9	99,8	99,6	99,5	99,5	99,5	99,5
010	Budovy bytové	1 779	112,0	111,8	111,7	111,5	111,8	100,1	99,8	99,9	99,8	99,9	99,3	99,6	99,7	99,6	99,6
021	Budovy nebytové nevýrobní	1 632	112,4	112,1	112,1	112,0	112,2	100,3	99,7	100,0	99,9	100,0	99,6	99,7	99,9	99,9	99,8
022	Budovy nebytové výrobní	2 140	111,9	111,6	111,5	111,3	111,6	100,0	99,7	99,9	99,8	99,8	99,4	99,5	99,5	99,5	99,4
300	Inženýrské stavby	4 298	113,7	113,3	113,1	113,0	113,3	99,7	99,6	99,8	99,9	99,7	99,6	99,2	99,1	99,1	99,3
600	Vodohospodářské stavby	151	112,6	111,9	111,7	111,0	111,8	100,5	99,4	99,8	99,4	99,8	99,7	99,4	99,8	99,1	99,5

Tab. 3. Indexy cen stavebních prací podle číselníků TSKPstat [4], [5]

Období: 2011 - 2012

Kód TSKP stat	Název	Stálá váha	Zpracované reprezentanty výkazu	2011				2012
				průměr roku 2005 = 100				
				čtvrtletí				
				1.	2.	3.	4.	1.
	Konstrukce a práce HSV	**693 697**		**112,6**	**112,1**	**111,9**	**111,7**	**111,5**
1	**Zemní práce**	**156 558**		**116,6**	**116,1**	**116,1**	**115,7**	**115,2**
	z toho:							
12	Odkopávky a prokopávky	34 999	004 005 006 007	116,7	116,0	116,1	115,6	115,1
13	Hloubené vykopávky	21 398	008	113,1	112,5	112,0	111,4	109,9
16	Přemístění výkopku	41 931	014 015 016 017	117,0	116,4	116,5	116,1	115,5
17	Konstrukce ze zemin	24 168	018	115,3	114,9	114,9	114,7	114,1
2	**Zakládání, zpevňování hornin**	**55 929**		**107,2**	**106,9**	**106,5**	**106,0**	**105,1**
	z toho:							
27	Základy	38 932	024 026 027 028	108,6	108,2	107,8	107,5	107,1
3	**Svislé a kompletní konstrukce**	**101 606**		**109,3**	**108,9**	**108,6**	**108,4**	**108,1**
	z toho:							
31	Zdi pozemních staveb	46 565	031	110,5	109,8	109,5	109,2	108,9
33	Sloupy a pilíře	13 587	036 037 038 039	101,8	101,6	101,4	101,3	101,1
34	Stěny a příčky	18 379	043 044 045	110,0	110,0	109,4	109,4	109,2
4	**Vodorovné konstrukce**	**55 450**		**107,4**	**106,9**	**106,8**	**106,4**	**106,2**
	z toho:							
41	Stropy a stropní konstrukce pozemních staveb	35 451	050 051 052 053 054	106,9	106,5	106,5	106,3	106,2
...	.....							
7	**Konstrukce a práce PSV**	**306 303**		**112,8**	**112,7**	**112,9**	**112,8**	**112,9**
71	**Izolace**	**28 244**		**120,8**	**120,6**	**120,9**	**120,9**	**120,9**
	v tom:							
711	Izolace proti vodě, vlhkosti a plynu	12 998	077	123,2	122,9	123,1	123,5	123,4
712	Izolace - povlakové krytiny	3 322	078	118,1	118,4	119,2	118,8	119,3
713	Izolace tepelné	11 924	079	119,0	118,8	118,9	118,7	118,5
72	**Zdravotně technické instalace**	**22 939**		**115,4**	**116,1**	**116,7**	**116,5**	**116,6**
	v tom:							
721	Zdravotně technické instalace - kanalizace	4 967	080	116,5	117,7	118,3	117,9	117,8
722	Zdravotně technické instalace - vodovod	8 094	082 083	119,6	120,4	121,4	121,4	121,9
723	Zdravotně technické instalace - plynovod	1 526	084 085	120,2	120,5	121,1	120,6	121,1
725	Zdravotně technické instalace - zařizovací předměty	8 352	086	110,2	110,5	110,6	110,3	110,2
...	.....							

stavební díly (dvoumístný kód) jsou uvedeny v *tab. 3*. Kromě vlastních indexů vztažených k průměru roku 2005 je u každé položky uveden seznam formulářů výkazu šetření „Ceny Stav 1-04“, které byly pro výpočet použity.

Další publikované výstupy uvádí *tab. 4*. Jsou v ní uvedeny indexy nákladů stavební výroby podle položek číselníku druhů staveb. Ve výpočtu tohoto typu indexů jsou zohledněny veškeré náklady stavebních firem, které jim při realizaci stavebních prací vznikají a jež obsahuje běžně používaný kalkulační vzorec ceny stavební práce. Zisk se nezapočítává, protože není pro stavební firmu nákladem. Tento výpočet nemá vlastní výkaznictví, používají se při něm sekundární,

Tab. 4. Indexy nákladů stavební výroby podle číselníku druhů staveb [4]

Období: 4. čtvrtletí 2011

Kód	Název	Stálá váha	2011														
			průměr roku 2005 = 100					předchozí období = 100					stejné období předchozího roku = 100				
			čtvrtletí				průměr od poč. roku	čtvrtletí				průměrné tempo růstu	čtvrtletí				průměr od poč. roku
			1.	2.	3.	4.		1.	2.	3.	4.		1.	2.	3.	4.	
	Stavební díla	**10 000**	**117,5**	**117,4**	**118,7**	**118,8**	**118,1**	**101,1**	**99,9**	**101,1**	**100,1**	**100,5**	**102,9**	**102,4**	**102,9**	**102,2**	**102,6**
010	Budovy bytové	1 779	115,2	114,6	115,9	116,0	115,4	100,8	99,5	101,1	100,1	100,4	101,8	101,5	102,1	101,5	101,7
021	Budovy nebytové nevýrobní	1 632	115,1	115,1	116,1	116,3	115,7	100,8	100,0	100,9	100,2	100,5	102,9	102,5	102,5	101,8	102,4
022	Budovy nebytové výrobní	2 140	117,0	116,3	117,1	117,3	116,9	100,9	99,4	100,7	100,2	100,3	102,0	101,2	101,7	101,2	101,5
300	Inženýrské stavby	4 298	119,5	119,8	121,4	121,4	120,5	101,4	100,3	101,3	100,0	100,7	103,8	103,1	103,7	103,0	103,4
600	Vodohospodářské stavby	151	120,8	121,0	121,9	122,8	121,6	101,9	100,2	100,7	100,7	100,9	103,0	102,6	103,7	103,5	103,2

Tab. 5. Indexy cen materiálových vstupů stavební výroby dle číselníku druhů staveb [4]

Období: 4. čtvrtletí 2011

Kód	Název	Stálá váha	2011														
			průměr roku 2005 = 100					předchozí období = 100					stejné období předchozího roku = 100				
			čtvrtletí				průměr od poč. roku	čtvrtletí				průměrné tempo růstu	čtvrtletí				průměr od poč. roku
			1.	2.	3.	4.		1.	2.	3.	4.		1.	2.	3.	4.	
	Stavební díla	**10 000**	**108,0**	**108,8**	**109,4**	**109,3**	**108,9**	**101,0**	**100,7**	**100,6**	**99,9**	**100,5**	**103,3**	**103,1**	**102,5**	**102,2**	**102,8**
010	Budovy bytové	1 779	104,2	104,7	105,4	105,3	104,9	100,7	100,5	100,7	99,9	100,4	101,3	102,0	102,0	101,7	101,8
021	Budovy nebytové nevýrobní	1 632	105,9	107,0	107,4	107,3	106,9	100,9	101,0	100,4	99,9	100,5	103,2	103,6	102,7	102,2	102,9
022	Budovy nebytové výrobní	2 140	107,6	107,6	107,9	107,7	107,7	100,9	100,0	100,3	99,8	100,2	101,9	101,5	101,6	101,0	101,5
300	Inženýrské stavby	4 298	110,7	112,0	112,7	112,6	112,0	101,3	101,2	100,6	99,9	100,7	104,8	104,3	103,2	103,0	103,8
600	Vodohospodářské stavby	151	104,0	104,0	104,2	104,2	104,1	100,3	100,0	100,2	100,0	100,1	100,6	100,8	100,3	100,5	100,5

Tab. 6. Průměrné ceny vybraných stavebních prací [5]

Období: 1. čtvrtletí 2012

Reprezentant			Podmínka A		Podmínka B		Průměrná cena	Medián ceny
kód	název	měř. jedn.	kód	název	kód	název		
018	Konstrukce ze zemin, bez nákladů na materiál	m^3	1	násyp	2	přes 10 do 100 m^3	67,53	75,00
018	Konstrukce ze zemin, bez nákladů na materiál	m^3	1	násyp	3	přes 100 m^3	66,36	58,00
018	Konstrukce ze zemin, bez nákladů na materiál	m^3	2	zásyp	2	přes 10 do 100 m^3	85,76	85,00
018	Konstrukce ze zemin, bez nákladů na materiál	m^3	2	zásyp	3	přes 100 m^3	92,71	87,25
019	Rozprostření ornice, s urovnáním, bez dopravy ze zemníku	m^2	1	do 10 cm	1	v rovině	27,68	24,45
019	Rozprostření ornice, s urovnáním, bez dopravy ze zemníku	m^2	1	do 10 cm	2	ve svahu	33,81	30,00
019	Rozprostření ornice, s urovnáním, bez dopravy ze zemníku	m^2	2	přes 10 do 20 cm	1	v rovině	33,21	30,75
019	Rozprostření ornice, s urovnáním, bez dopravy ze zemníku	m^2	2	přes 10 do 20 cm	2	ve svahu	40,74	35,50
045	Stěny a příčky, výplňové a oddělovací, zděné a ukládané	m^2	1	cihly pálené	2	přes 50 do 100 mm	439,97	401,00
045	Stěny a příčky, výplňové a oddělovací, zděné a ukládané	m^2	1	cihly pálené	3	přes 100 mm	611,68	584,00
045	Stěny a příčky, výplňové a oddělovací, zděné a ukládané	m^2	2	příčkovky	1	do 50 mm	408,11	380,00
045	Stěny a příčky, výplňové a oddělovací, zděné a ukládané	m^2	2	příčkovky	2	přes 50 do 100 mm	451,65	434,50
077	Izolace proti vodě, vlhkosti a plynu	m^2	1	vodorovný	1	asfaltový pás	214,87	190,50
077	Izolace proti vodě, vlhkosti a plynu	m^2	1	vodorovný	3	fólie termoplastická	262,50	285,50
078	Povlakové krytiny	m^2	1	do 10 st.	1	přitavený asfaltový	289,78	239,50
078	Povlakové krytiny	m^2	1	do 10 st.	3	fólie termoplastická	352,38	320,00
102	Konstrukce klempířské	m^2	1	krytina	1	pozinkovaná ocel	637,30	639,00
102	Konstrukce klempířské	m^2	1	krytina	5	titanzinek	1 166,50	1 085,50
102	Konstrukce klempířské	m	2	žlab	1	pozinkovaná ocel	281,04	272,00
102	Konstrukce klempířské	m	2	žlab	5	titanzinek	492,18	540,00
103	Krytina tvrdá, střechy, zastřešení šikmých střech včetně hřebenů a nároží	m^2	1	keramická (pálená)	1	do 45 st.	857,00	780,00
103	Krytina tvrdá, střechy, zastřešení šikmých střech včetně hřebenů a nároží	m^2	2	betonová	1	do 45 st.	705,73	680,00
200	Hodinová sazba za práce HSV	h	1	zedník			228,20	225,00
200	Hodinová sazba za práce HSV	h	2	betonář			234,88	226,50
200	Hodinová sazba za práce HSV	h	4	kopáč			190,45	177,00

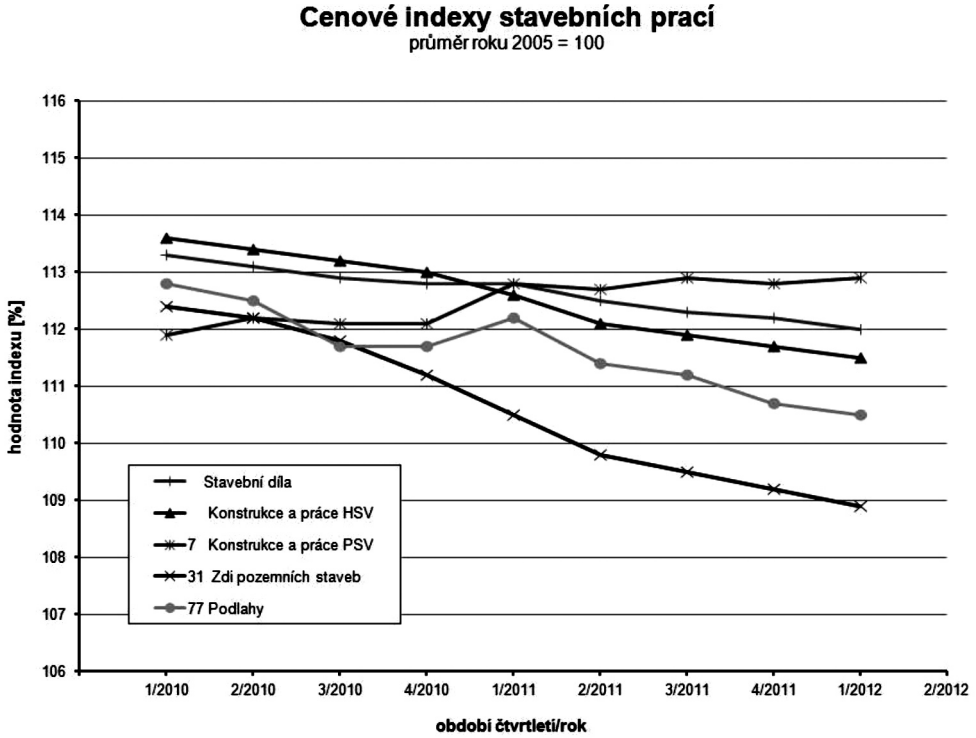
již jinde zjištěné údaje. Největší náklady ve stavebnictví představují stavební materiály, polotovary a výrobky zabudovávané do staveb. Cenové indexy materiálů a výrobků spotřebovaných ve stavebnictví, stavebních strojů, pohonných hmot a energií uvádí *tab. 5*. Indexy jsou opět členěny podle číselníku druhů staveb.

Cenová statistika stavebních prací rovněž publikuje průměrné ceny vybraných stavebních konstrukcí a prací za měřicí jednotku ve sledovaném čtvrtletí. Průměrná cena se počítá jako prostý aritmetický průměr ze všech vykázaných cen daného reprezentanta. Kromě průměrné ceny se uvádí i medián ceny. Popis stavební práce (*tab. 6*) vychází z popisu reprezentantů statistického šetření „Ceny Stav 1-04“ podle TSKPstat, doplněného o upřesňující podmínky.

Z jednotlivých indexů stejné položky použité klasifikace nebo číselníku za období po sobě jdoucí lze sestavit časovou řadu a na ní pozorovat dlouhodobější vývoj. Průběh indexu za stavební díla (položka číselníku druhů staveb) a čtyři vybrané položky TSKPstat je na *obr. 1*. Z grafu je patrné, že stavební díla stejně jako práce HSV již třetím rokem zlevňují, práce PSV stagnují.

Použití cenových indexů ve stavební praxi

Cenová statistika obecně sleduje časový vývoj cenové hladiny ve zvolené oblasti. Takovou oblastí je i stavebnictví a publikované hodnoty cenových indexů lze ve stavebnictví také používat. Kromě tří řad hodnot indexů, které mají dáno



Obr. 1. Průběh cenových indexů vybraných položek stavebnictví [4], [5]

porovnávací období (rok 2005, předchozí období – minulé čtvrtletí a stejné období předchozího roku, tj. stejné čtvrtletí před rokem – viz *tab. 5*), lze vypočítat cenový index k libovolnému výchozímu čtvrtletí v minulosti. Ve výchozím období má cenový index hodnotu 100,0. Pokud se ceny v dalších obdobích zvyšují (dochází k inflaci), index roste nad 100,0. Pokud ceny klesají (dochází k deflaci), index klesá a je menší než 100,0. Odstraníme-li jeho vyjádření v procentech (vydělíme 100), inflační index je větší než 1, deflační index je naopak menší. Jestliže potřebujeme zjistit pohyb cen k libovolnému porovnávacímu období, můžeme použít jednoduchý propočet. Hodnotu indexu za období, které nás zajímá, vydělíme hodnotou indexu v období výchozím, ke kterému potřebujeme vypočítat nový index. Bereme vždy hodnoty v časové řadě o základu roku 2005. Cenový index lze takto počítat zpětně k libovolnému období a za libovolné období. Nutnou podmínkou je, že jsou dostupné výchozí údaje o stejném základu. Statistika obecně zkoumá jevy v minulosti, proto nelze počítat cenový index pro budoucí období. Lze jenom usuzovat na určitý vývoj a hodnotu odhadnout.

Ve stavebnictví se indexy cen stavebních prací používají ve smlouvách o dílo. Cena stavebního objektu se obvykle určuje jednorázově v prováděcím rozpočtu. Mezi časem sestavení rozpočtu a časem realizace stavby nebo práce uplyne řada měsíců, někdy i let. V tomto období dojde k pohybu cenové hladiny. Cenový index lze pak použít jako koeficient upravující ceny za postupně prováděné a fakturované práce (zatříděné podle TSKPstat) proti cenám rozpočtovaným. Lze použít rovněž index přiřazený stavebnímu objektu podle CZ-CC. Ve smlouvě musí být jasně definován druh používaného indexu, frekvence jeho aktualizace, popř. způsob výpočtu časového koeficientu. Indexy lze použít i pro jednorázovou aktualizaci již dříve sestavených komplexních rozpočtů objektů zatříděných podle CZ-CC.

Cenové indexy se rovněž používají pro stanovení koeficientu změny cen staveb ve vyhlášce o oceňování majetku [6] v příloze č. 38 „Koeficienty změn cen staveb K_i“. Indexy jsou vztaženy k cenové úrovni roku 1994 a násobí se jimi základní cena určená pro toto období. Cenové indexy ve stavebnictví mohou používat i soukromí investoři při sledování vývoje cenové hladiny nemovitostí a adekvátnosti nabídkových cen.

Průměrné ceny stavebních prací je možné používat jako jeden ze standardů při vyhodnocování soutěžních nabídek. Cenové indexy se dále používají ve statistice jako tzv. deflátory pro přepočet objemu produkce z cen běžných na ceny stálé. Velikost produkce lze pak v čase porovnávat s vyloučením vlivu inflace.

Cenové indexy jsou ve stavebnictví důležitým nástrojem pro jednoduché a výstižné aktualizace cenových údajů. Nejnovější publikace s tabulkami indexů i jejich starší vydání od roku 2004 jsou k dispozici na internetových stránkách ČSÚ [7]. K dispozici je i jediná tabulka s časovými řadami položek klasifikace CZ-CC [8]. Při nevhodném či přímo chybném používání cenových indexů mohou vzniknout značné finanční ztráty. Proto je nezbytně nutné mít pro správné použití cenových indexů znalosti z oblasti statistiky cen nebo vyhledat odbornou pomoc.

Článek vznikl za podpory projektu CZ.1.07/2.2.00/ /28.0301 „Středoevropské centrum pro vytváření a realizaci inovovaných technicko-ekonomických studijních programů“.

Literatura

[1] Vize českého stavebnictví do roku 2015. Svaz podnikatelů ve stavebnictví a ÚRS Praha, 2007. ISBN 978-80-7369-134-9

[2] Sbírka zákonů ČR. Praha, Tiskárna Ministerstva vnitra (různé ročníky). ISSN 1211-1244; Sbírka zákonů a Sbírka mezinárodních smluv; Ministerstvo vnitra České republiky, http://aplikace.mvcr.cz/sbirka-zakonu/

[3] EUR-Lex, Přístup k právu Evropské unie, Úřední věstník Evropské unie, Nařízení rady (ES) č. 1165/98 ze dne 19. května 1998, o konjunkturálních statistikách (on line 28.5.2012) http://eurlex.europa.eu/LexUriServ/LexUriServ.do?uri=DD:13:20:31998R1165:CS:PDF.

[4] Indexy cen stavebních prací, indexy cen stavebních děl a indexy nákladů stavební výroby za 4. čtvrtletí 2011, kód publikace 700144-11 www.czso.cz/csu/2011edicniplan.nsf/publ/700144-11-q4_2011 (on line 17. 5.2012)

[5] Indexy cen stavebních prací, indexy cen stavebních děl a indexy nákladů stavební výroby za 1. čtvrtletí 2012, kód publikace e-700144-12 www.czso.cz/csu/2012edicniplan.nsf/p/700144-12 (on line 17.5.2012)

[6] Vyhláška č. 387 z 30. listopadu 2011, kterou se mění vyhláška č. 3/2008 Sb., o provedení některých ustanovení zákona č. 151/1997 Sb., o oceňování majetku a o změně některých zákonů, ve znění pozdějších předpisů, (oceňovací vyhláška), ve znění pozdějších předpisů http://aplikace.mvcr.cz/sbirkazakonu/ /SearchResult.aspx?q=387/2011&typeLaw=zakon&what=Cislo_zakona_smlouvy (on line 28.5.2012)

[7] Indexy cen stavebních prací, indexy cen stavebních děl a indexy nákladů stavební výroby za 4. čtvrtletí 2010, kód publikace w-7001-10 www.czso.cz/csu/2010edicniplan.nsf/p/7001-10 (on line 28.5.2012)

[8] Tab. 4 Indexy cen stavebních děl v členění podle klasifikace CZ-CC na 4 místa www.czso.cz/csu/csu.nsf/i/tab_4_ipccr/$File/ /ipccr051712_4.xls (on line 28.5.2012)

Využití digitálního nivelačního přístroje při zatěžovací zkoušce balkónu

Ing. Jaroslav BRAUN
Ing. Petr JAŠEK
ČVUT v Praze – Fakulta stavební

Článek popisuje geodetické měření zatěžovací zkoušky monolitické balkónové konstrukce za použití digitálního nivelačního přístroje Leica DNA03. Pro vyhodnocení posunů byla určena reálná přesnost použitého přístroje pomocí experimentálního určení směrodatné odchylky záměry.

Using a digital level instrument in a balcony load test

The article describes the geodetic measurements of the load test of a balcony with the digital level instrument Leica DNA03. In order to evaluate vertical displacements real accuracy of the used instrument was identified by experimental determination of the standard deviation of the levelling sight line.

1. Úvod

Zatěžovací zkoušky stavebních konstrukcí jsou speciální práce, při nichž je požadována milimetrová až submilimetrová přesnost měření deformací zkoušené konstrukce. K měření posunů lze využít klasické či speciální moderní technologie, u kterých musí být stanoveny směrodatné odchylky měření odpovídající konkrétním podmínkám. Provádění zatěžovacích zkoušek stavebních konstrukcí je popsáno ČSN 73 2030 [1], v níž jsou uvedeny zásady a základní postupy.

Účelem provedené zatěžovací zkoušky bylo posouzení spolehlivosti a ověření nosnosti železobetonové balkónové konstrukce. Zkouška byla provedena na žádost statika investora monolitického bytového domu, u kterého byl po odbednění zjištěn neočekávaný náklon některých balkónových konstrukcí. Stavební firmě bylo nařízeno provést zatěžovací zkoušku na balkónové konstrukci, u které se projevil největší náklon. Pro zkoušenou železobetonovou konstrukci o rozměrech 3,5 × 1,2 m, s tloušťkou podesty 0,2 m a tloušťkou atiky 0,1 m, statik udal hodnotu mezního svislého posunu p_m = 1,5 mm při zkušebním zatížení 900 kg, které mělo být realizováno rovnoměrně v pruhu o šířce 0,8 m od atiky.

Požadovanou směrodatnou odchylku určení velikosti posunu stavební firma stanovila na hodnotu $\sigma_p = 0{,}1 \cdot p_m$, tj. v desetinách milimetru (σ_p = 0,15 mm). Jedním z možných postupů pro určení výškových změn s takovou přesností je použití moderního přesného digitálního nivelačního přístroje spolu s metodou geometrické nivelace ve formě opakované záměry vpřed z neměnného stanoviska.



Obr. 1. Leica DNA03

2. Nivelační přístroj Leica DNA03

Vzhledem k požadavku na přesnost byla z dostupných přístrojů vybrána Leica DNA03 (*obr. 1*), u které lze na základě parametrů udávaných výrobcem předpokládat dodržení požadované přesnosti měření (*tab. 1*). K měření byl použit digitální nivelační přístroj v kombinaci se dvěma kódovými hliníkovými latěmi pro přesnou nivelaci o délce 0,5 m a 0,3 m.

Tab. 1. Základní parametry přístroje [2]

Směrodatná odchylka dvojí nivelace na 1 km [3]	invarová lať	0,3 mm
	standardní lať	1,0 mm
Stupeň rozlišení hodnot čtení na lati		0,01 mm
Pracovní rozsah měření		1,8–110 m
Typická doba měření		3 s
Citlivost kompenzátoru		0,3´´

3. Stanovení přesnosti měření

Při měření posunů a přetvoření je nutné stanovit velikost mezního rozdílu Δ_M mezi dvěma měřeními. Při porovnání výsledků ve dvou stavech lze hovořit o prokázání posunu sledovaných bodů, pokud rozdíl výsledků je větší než stanovený mezní rozdíl dvojího měření. Vzorec pro mezní rozdíl

$$\Delta_M = u_p \cdot \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2}, \qquad (1)$$

kde u_p je koeficient spolehlivosti (při měření posunů a přetvoření se volí 2,5), σ_1 a σ_2 jsou směrodatné odchylky výsledku prvního a druhého měření.

Při sledování svislých posunů balkónové konstrukce bylo použito měření metodou geometrické nivelace ve formě opakované záměry vpřed se stabilně umístěným přístrojem a urovnanými nivelačními latěmi připevněnými na dvou pozorovaných bodech. V takovém případě je směrodatná odchylka σ_1 výsledného měření rovna přímo směrodatné odchylce záměry nivelačního přístroje σ_Z. Směrodatná odchylka záměry je závislá na vzdálenosti nivelačního přístroje a latě,

na vyhodnocení obrazu čárového kódu u digitálního nivelačního přístroje a na urovnání nivelační latě do svislice. Její velikost lze pro zvolenou vzdálenost odvodit ze směrodatné jednotkové kilometrové odchylky obousměrné nivelace σ_{km}, kterou udává výrobce přístroje, což při velmi malé délce záměry není hodnota spolehlivá. Lze ji vhodněji určit experimentálním měřením, jehož postup vychází z [4].

Pro sledování svislých posunů balkónové konstrukce byl použit přístup zjišťování změn při změně zatěžovacího stavu, tedy po každé skokové změně zatížení. Sledování změn je také možno provádět kontinuálně, a zaznamenat tak dynamický průběh změn konstrukce i mezi jednotlivými zatěžovacími stavy [5]. Při kontinuálním měření lze také uplatnit veškeré rozbory přesnosti a experimentální testování jako při použitém postupu etapového měření.

3.1 Určení směrodatné odchylky záměry

Pro určení velikosti směrodatné odchylky záměry nivelačního přístroje jsou v [4] navrženy tři experimentální postupy. Na základě plánovaného postupu měření zatěžovací zkoušky byl zvolen experiment opakovaného cílení – měření na 1 lať na vodorovné základně, který odpovídá podmínkám měření.

3.1.1 Postup testování

Pro měření se volí přibližně vodorovný terén (laboratorní prostor), na němž lze s centimetrovou přesností vytyčit měřickou základnu od stanoviska přístroje a stabilizovat body v požadovaných vzdálenostech pro určení přesnosti záměry. Pro stabilizaci bodů základny postačují klasické litinové podložky pro normální nivelační latě nebo dostatečně velké úchyty ve zdi pro krátké závěsné latě. Urovnanou nivelační lať je nutné vhodným způsobem upevnit, aby záměra nebyla ovlivněna její nestabilitou. Postup měření spočívá v opakovaném čtení na nivelační lati, kdy po celou dobu není měněn horizont přístroje.

Pro experiment bylo zvoleno technické podlaží v přízemí budovy B Fakulty stavební ČVUT v Praze, kde je možno předpokládat celodenní neměnné podmínky, rovnoměrný osvit a minimální vibrace. Byly testovány pomůcky použité při měření zatěžovací zkoušky, tedy digitální nivelační přístroj Leica DNA03 a dvě kódové nivelační latě (délky 0,3 m a 0,5 m). Nivelační latě byly zavěšeny na pevné šrouby ve stěně, pomocí zabudované krabicové libely byly urovnány do svislice a pro zlepšení stability byly přilepeny ke stěně páskou. Délka záměr byla zvolena 2 m a 4 m.

3.1.2 Stanovení počtu opakování měření

Počet n opakovaného zaměření na nivelační lať je stanoven na základě úvahy o hodnotě směrodatné odchylky výběrové směrodatné odchylky měřené záměry σ_S [6], která je dána vztahem

$$\sigma_S = \frac{\sigma_Z}{\sqrt{2\cdot(n-1)}}, \tag{2}$$

kde σ_Z je směrodatná odchylka záměry. Na základě předem zvolené podmínky, že směrodatná odchylka σ_S smí nabývat maximálně 10% hodnoty směrodatné odchylky σ_Z, je rozsah náhodného výběru stanoven

$$\sigma_z \cdot \frac{1}{\sqrt{2\cdot(n-1)}} = 0{,}1\cdot\sigma_z \;\Rightarrow\; n = 51. \tag{3}$$

3.1.3 Zpracování měření

Výsledkem experimentu je výběrová směrodatná odchylka záměry nivelačního přístroje pro zvolenou vzdálenost určená z opakovaného měření záměry, tj. výběrová směrodatná odchylka náhodného výběru o rozsahu 51 hodnot. Tato odchylka je dána vztahem

$$s = \sqrt{\frac{1}{n-1}\cdot\sum_{i=1}^{n}(\bar{x}-x_i)^2}, \tag{4}$$

kde n je rozsah výběru, x_i je i-tá měřená veličina a $\bar{x}$ je výběrový průměr. Testováním byly získány 4 výběrové směrodatné odchylky (2 pro každou lať). Pro zvýšení objektivnosti dosažených výsledků je nutné před vyhodnocením experimentální náhodné výběry podrobit testování přítomnosti odlehlých měření a ověřit jejich normalitu.

3.1.4 Vyloučení odlehlých měření

Při opakovaném měření záměr nivelačním přístrojem je předpokládána možnost ojedinělého působení hrubých chyb měření (způsobených např. náhlým výkyvem podmínek prostředí nebo chybou měřiče). Toto působení vede ke vzniku odlehlých hodnot v náhodných výběrech získaných měřením. Při zpracování je vhodné odlehlé hodnoty vyloučit, a zajistit tak vyšší objektivnost výsledků vyhodnocovaných dat.

Ke statistickému testování byl zvolen Grubbsův test oprav při neznámé základní směrodatné odchylce spočívající v porovnání jednotlivých oprav měření s hodnotou mezní opravy [6]. Testování oprav jednotlivých záměr na hladině významnosti α = 5 % bylo provedeno ve všech čtyřech náhodných výběrech. V žádném nebyly identifikovány odlehlé hodnoty.

3.1.5 Ověření normality náhodných výběrů

U experimentálních náhodných výběrů získaných opakovaným měřením se předpokládá, že pocházejí ze základního souboru s normálním rozdělením pravděpodobnosti. Pro potvrzení tohoto předpokladu byla data z experimentu opakovaného cílení podrobena testování kritérii normality pomocí empirických momentů [6]. Byly provedeny zkoušky asymetrie rozdělení a zkoušky na kritérium excesu rozdělení.

Při testování na hladině významnosti 5 % nedošlo ani v jednom případě k zamítnutí hypotézy o původu náhodných výběrů z normálního rozdělení pravděpodobnosti.

3.2 Výsledky experimentu

Výběrové směrodatné odchylky záměr pro použité nivelační latě a jednotlivé vzdálenosti měření vypočtené podle (4), s výslednými hodnotami, jsou uvedeny v *tab. 2*. K experimentálně získaným směrodatným odchylkám jsou dopočteny mezní rozdíly dvojího měření Δ_{Mz} podle (1) s předpokladem $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_Z$.

Tab. 2. Směrodatné odchylky záměry přístroje Leica DNA03

Délka [m]		Výběrová sm. o.	Mezní rozdíl
záměry	latě	[mm]	
2	0,3	0,0071	0,025
4	0,3	0,0082	0,029
2	0,5	0,0062	0,022
4	0,5	0,0083	0,029

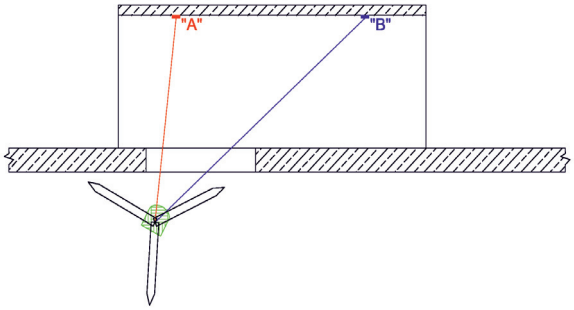
Přístroj Leica DNA03 umožňuje registrovat data na setiny milimetru. Z výsledku experimentu vyplývá, že pokud za

ideálních podmínek měření bude rozdíl mezi dvojicí měření roven nebo větší než 0,03 mm, je prokázán posun sledovaného bodu. S uvážením, že měření zatěžovací zkoušky neprobíhá v laboratorním prostředí, se jeví vhodné zaokrouhlit experimentální hodnoty směrodatných odchylek na 0,01 mm a pro jednoduchost uvažovat mezní rozdíl pro všechny 0,04 mm.

Experimentální měření prokázalo, že zvolený přístroj a metoda vyhovují přesnosti požadované pro určení posunů při zatěžovací zkoušce balkónu.

4. Zatěžovací zkouška

Statikem byla stanovena dvě místa na konstrukci balkónu pro sledování svislých posunů během zatěžovací zkoušky. Pozorované body byly stabilizovány nastřelovacím hřebem v atice balkónu 0,5 m od jejího okraje a 0,3 m od horní hrany. Na obou bodech byly upevněny krátké kódové latě, urovnané do svislice pomocí zabudované krabicové libely a pro zajištění neměnné polohy ze všech stran přilepené ke konstrukci lepicí páskou. Na bodě A byla použita lať délky 0,3 m, na bodě B délky 0,5 m.



Obr. 2. Schéma měření

Z důvodu končících stavebních prací a dokončování podlah nebylo možné umístit třetí nivelační lať a realizovat kontrolní záměru vzad. Proto byly nohy stativu zalepeny, a poté přilepeny k podlaze. Pro zajištění stability byly ještě svázány.



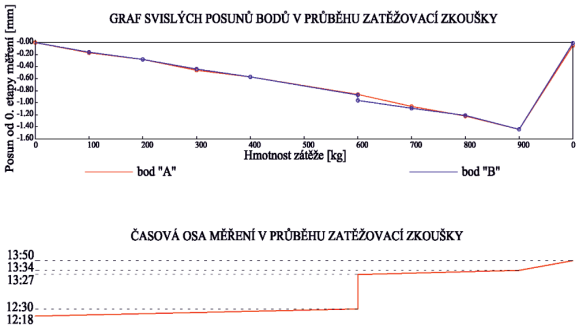
Obr. 3. Pozorované body A a B

Měření probíhalo v předepsaných zatěžovacích stavech. V každém stavu bylo na každou lať provedeno dvojí čtení a vypočten aritmetický průměr. Celkem bylo měřeno 11 zatěžovacích stavů, z toho první a poslední stav byl bez přidaného zatížení. Stavy č. 5 a č. 6 byly se stejným zatížením 600 kg, kdy mezi nimi byla ponechána hodinová přestávka pro dotvarování konstrukce. Dle návrhu statika byl rovnoměrně zatěžován pruh o šířce 0,8 m přiléhající k atice. K zatěžování byly použity pytle o hmotnosti 25 kg, uspořádané ve dvou řadách.

5. Výsledky

Tab. 3. Měřené hodnoty na pozorované body A a B

Zatěžovací stav	Hmotnost zatížení [kg]	Čas měření	Pozorovaný bod A			Pozorovaný bod B		
			čtení na lati [m]	průměr	posun od 0. stavu [mm]	čtení na lati [m]	průměr	posun od 0. stavu [mm]
0	0	12:18	0,19729 0,19731	0,1973	0	0,25712 0,25712	0,2571	0
1	100	/	0,19747 0,19747	0,19747	-0,17	0,25729 0,25727	0,2573	-0,16
2	200	/	0,19759 0,19758	0,19759	-0,28	0,25739 0,2574	0,2574	-0,28
3	300	/	0,19777 0,19776	0,19777	-0,46	0,25756 0,25756	0,2576	-0,44
4	400	/	0,19787 0,19788	0,19788	-0,57	0,25767 0,2577	0,2577	-0,57
5	600	12:30	0,19815 0,19817	0,19816	-0,86	0,258 0,25798	0,258	-0,87
6	600	13:27	0,19815 0,19819	0,19817	-0,87	0,25808 0,25807	0,2581	-0,96
7	700	/	0,19835 0,19838	0,19837	-1,06	0,25821 0,2582	0,2582	-1,09
8	800	/	0,19852 0,19853	0,19853	-1,22	0,25833 0,25833	0,2583	-1,21
9	900	13:34	0,19874 0,19874	0,19874	-1,44	0,25856 0,25856	0,2586	-1,44
10	0	13:50	0,19735 0,19735	0,19735	-0,05	0,25712 0,25713	0,2571	-0,01



Obr. 4. Graf průběhu zatěžovací zkoušky

Závěr

Zatěžovací zkoušky stavebních konstrukcí patří v inženýrské geodézii mezi speciální práce, při nichž jsou kladeny vysoké požadavky na přesnost výsledků měření, kterým musí odpovídat měřičské postupy a přístroje. Pro správnou interpretaci výsledků měření je tedy nutné znát skutečnou přesnost používaných přístrojů a metody měření, proto by vždy měly být provedeny rozbory přesnosti a otestovány měřické pomůcky.

Pro zatěžovací zkoušku balkónové konstrukce byly stanoveny dva pozorované body a požadavek na velikost směrodatné odchylky svislého posunu 0,15 mm. K měření byla zvolena metoda geometrické nivelace vpřed za použití digitálního nivelačního přístroje Leica DNA03 a dvou krátkých kódových latí. K ověření vhodnosti přístroje byl zvolen experimentální postup testování metodou opakovaného cílení (měření na 1 lať na vodorovné základně), při němž pro krátké kódové nivelační latě a vzdálenost měření 2-4 m byla určena směrodatná odchylka jedné záměry 0,01 mm. Mezní rozdíl svislého posunu byl stanoven 0,04 mm. Použitý přístroj a metoda tedy splňují stanovené požadavky na přesnost určení svislých posunů při zatěžovací zkoušce a metodika určení přesnosti měření se z tohoto praktického využití jeví jako správná. Dosažený souhlas v rámci měření rovněž odpovídá experimentálně zjištěné přesnosti.

Při zatěžovací zkoušce balkónové konstrukce byla stanovena velikost mezního svislého posunu pozorovaných bodů 1,5 mm při zkušebním zatížení 900 kg. Na obou pozorovaných bodech byl naměřen posun 1,44 mm proti nezatíženému stavu a po odstranění zkušebního zatížení se konstrukce vrátila do původní polohy, čímž byla prokázána její spolehlivost.

Článek vznikl za podpory interního projektu SGS12/ /051/OHK1/1T/11 „Optimalizace získávání a zpracování 3D dat pro potřeby inženýrské geodézie“.

Literatura

[1] ČSN 73 2030 Zatěžovací zkoušky stavebních konstrukcí. Společná ustanovení. ČSNI, 1994.
[2] GEFOS – DNA03. www.gefos.cz [online]. 2010 [cit. 2012-04-20]. www.gefos-leica.cz/cz/leica/produktyl/51/dna03
[3] ČSN ISO 17123-2 Optika a optické přístroje – Terénní postupy pro zkoušení geodetických a měřických přístrojů – Část 2: Nivelační přístroje. ČNI, 2005
[4] Braun, J. – Štroner, M. – Třasák, P.: Experimentální určení přesnosti záměry při nivelaci. Geodetický a kartografický obzor. 2012, roč. 58, č. 10. ISSN 0016-7096.
[5] Bureš, J. – Vojkůvka, M.: Monitoring svislých deformací při statickém zajišťování stavebních konstrukcí. In: Aktuálne problémy geodézie, inžinierskej geodézie a fotogrametrie. STU Bratislava, 2011, s. 1-8. ISBN 978-80-227-3501- 8
[6] Hampacher, M. – Štroner, M.: Zpracování a analýza měření v inženýrské geodézii. ČVUT v Praze, 2011. ISBN 978-80-01-04900-6

STAVEBNÍ OBZOR
ROČNÍK 20 ČÍSLO 8/2012

Navigace v dokumentu

OBSAH

Jandera, M. – Macháček, J.
Zkoušky čtvercových sloupků ze za studena tvářené korozivzdorné oceli **228**

Procházka, P. – Pešková, Š.
Optimalizování předpětí kompozitů **235**

Koutková, H. – Říha, J.
Využití statistických metod při technicko-bezpečnostním dohledu nad vodními díly **240**

Džanaj, M.
Návrh modernizace pasportní evidence železničního svršku s využitím GIS **248**

Keppert, M. – Pernicová, R. – Černý, R.
Retenční křivky stavebních materiálů **252**

Kavka, P. – Davidová, T. – Janotová, B. – Bauer, M. – Dostál, T.
Mobilní dešťový simulátor **255**

Zkoušky čtvercových sloupků ze za studena tvářené korozivzdorné oceli

Ing. Michal JANDERA, Ph. D.
prof. Ing. Josef MACHÁČEK, DrSc.
ČVUT v Praze – Fakulta stavební

Článek popisuje zkoušky krátkých sloupků čtvercového uzavřeného průřezu z korozivzdorné oceli tvářené za studena. Při experimentech byly vyšetřeny i materiálové charakteristiky použité oceli a počáteční průhyby stěn zkoušených sloupků a získané hodnoty porovnány se stávajícími predikčními modely.

Tests of square cold-formed stainless steel hollow section stub columns

The paper describes stub column tests of square cold-formed stainless steel hollow sections. The stainless steel material characteristics as well as geometrical section imperfections were also investigated and the values compared with existing predictive formulas.

Úvod

U korozivzdorné (nerezové) oceli je chování materiálu a prvků tvářených za studena jedním z aktuálních témat výzkumu. Materiál totiž vlivem tváření, jak je uvedeno také dále v článku, nabývá výrazně vyšších pevnostních charakteristik. Zároveň se však mění míra zakřivení pracovního diagramu, což může ovlivnit výslednou únosnost tlačených průřezů či prutů v případě, že dochází ke ztrátě jejich stability. Dalším ovlivňujícím faktorem může být velikost geometrických imperfekcí, jimž se článek z části také věnuje, a reziduální pnutí, jejichž měření bylo publikováno v [1].



Obr. 1. Krátký sloupek po zkoušce

Všechny zkoušené profily (*obr. 1*) byly vyrobeny v italské Marcegaglii. Duté profily tohoto výrobce jsou běžné i na trhu v ČR. Jelikož však jde o výrobu odlišnou od většiny publikovaných studií (zejména v [2]), je na místě porovnání s těmito dřívějšími výsledky. Materiál použitý u všech profilů odpovídá běžné austenitické oceli 1.4301 (X5CrNi18-10).

Materiálové zkoušky

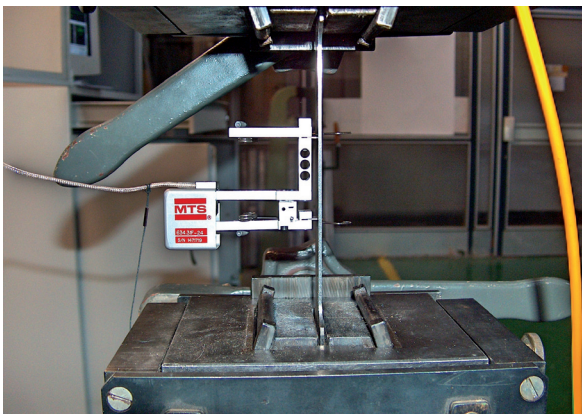
Tahové materiálové zkoušky byly provedeny pro každý zkoušený typ profilu v souladu s ČSN EN 10002-1. Jak je známo, u za studena tvarované oceli lze pozorovat mírnou anizotropii a nesymetrii pracovního diagramu. Málo obvyklá zkouška pro získání tlakových materiálových charakteristik, byť by byla pro numerické studie vhodnější, vzhledem k vysoké náročnosti provedena nebyla. Jelikož se výrazně liší materiál v místech více tvářených, byly provedeny zvlášť zkoušky pro stěnu a roh profilu.

Materiál ve stěně profilu

Zkouška materiálu rovné části stěny byla provedena pro každý typ profilu vždy alespoň na dvou vzorcích (pro profil 100x100x3 mm na třech). Pro profil 100x100x3 mm a 120x120x4 mm byla jedna zkouška provedena i pro materiál vyžíhaný k odstranění reziduálních pnutí.

Vzorky byly připraveny podle ČSN EN 10002-1. Vzhledem k různé tloušťce byla použita odměrná délka 80 (pro tl. 2 mm) a 100 mm (ostatní). Přesný průřez tyče na odměrné délce byl změřen setinným posuvným digitálním měřítkem.

Zkouška byla provedena na stroji MTS QUEST/100 s kapacitou 100 kN. Vzorky byly pomocí rysek umístěny do středu čelistí, aby se zajistilo pouze jejich osové namáhání. Záznam byl vyhodnocen z osazeného extenzometru MTS (*obr. 2a*). Rychlost přírůstku zkušebního napětí byla stanovena podle horní meze doporučené normou, tj. 30 MPa/s (resp. nárůst poměrné deformace $1{,}5 \cdot 10^{-4}$/s) a byla konstantní pro celý pracovní diagram. Při vysoké tažnosti materiálu



Obr. 2a.Tahové zkoušky – extenzometr při tahové zkoušce tyče odebrané ze stěny profilu



Obr. 2b. Tahové zkoušky – zkušební tyče odebrané z rohu profilu

to znamenalo, že zkouška trvala pro každý vzorek kolem jedné hodiny.

Průměrné materiálové vlastnosti ze zkoušek tyčí z rovné části průřezu jsou uvedeny v *tab. 1*. Symboly vyhodnocených charakteristik jsou ve formě běžné pro stanovení prů-

Tab. 1. Materiálové charakteristiky získané ze stěn profilů

Profil	E_0	$\sigma_{0.2}$	$\sigma_{1.0}$	σ_u	ε_{pu}	n	$n'_{0.2,1.0}$	$n'_{0.2,u}$
	[MPa]				[–]			
60x60x2-F	198 000	430	470	789	0,55	7,2	2,8	1,5
80x80x2-F	192 000	427	480	785	0,69	4,9	3	1,8
80x80x4-F	192 000	435	498	789	0,65	4,2	3	1,8
100x100x3-F	205 750	417	457	753	0,6	7,1	2,3	1,8
100x100x3-FA	211 500	429	456	753	0,65	13,4	1,5	1,8
100x100x4-F	195 000	430	477	736	0,65	4,1	2,6	2,1
120x120x4-F	192 000	429	479	783	0,68	4,3	2,7	1,7
120x120x4-FA	205 500	405	441	762	0,74	8,1	2,1	1,9

F – značka pro rovnou část stěny, FA – rovná část stěny po vyžíhání

běhu Rambergova – Osgoodova pracovního diagramu, později upraveného Hillem [3], který je v současnosti také používán EN 1993-1-4:

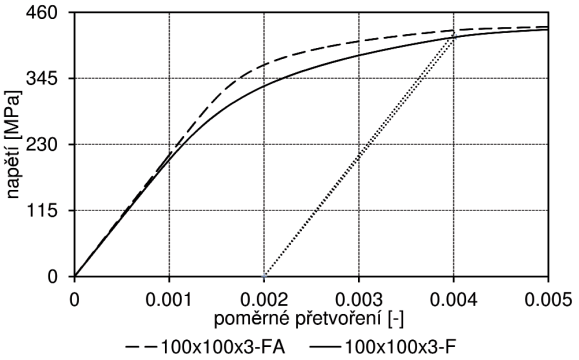
$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E_0} + 0.002\left(\frac{\sigma}{\sigma_{0.2}}\right)^n, \qquad (1)$$

kde ε je poměrné přetvoření,
σ – napětí,
E_0 – počáteční modul pružnosti,
$\sigma_{0.2}$ – smluvní mez kluzu,
n – parametr zpevnění.

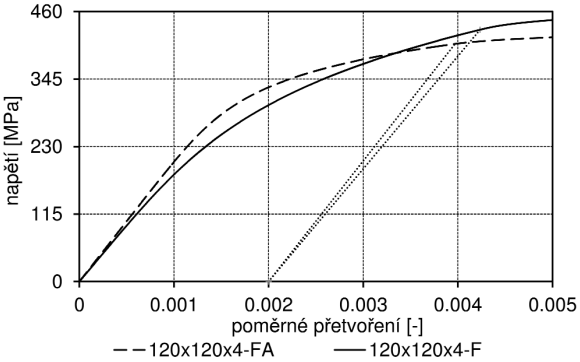
V tabulce se dále používají následující symboly pro vyjádření pomocí výstižnějších dvoustupňových Rambergových – Osgoodových pracovních diagramů [2]:

$\sigma_{1.0}$ – napětí při 1% protažení,
σ_u – mez pevnosti,
σ_{pu} – protažení při dosažení meze pevnosti,
$n'_{0.2,1.0}$ – parametr zpevnění Rambergova – Osgoodova diagramu propojujícího $\sigma_{0.2}$ a $\sigma_{1.0}$,
$n'_{0.2,u}$ – parametr zpevnění Rambergova – Osgoodova diagramu propojujícího $\sigma_{0.2}$ a σ_u.

Zajímavé jsou výsledky vzorků vyžíhaných pro odstranění reziduálních pnutí. U vzorku z profilu 100x100x3 mm (*obr. 3*) není pozorován žádný pokles pevností a u vzorku z profilu 120x120x4 mm jen nepatrný (*obr. 4*). V obou případech však vede vyžíhání k mírnému vzrůstu počátečního modulu pružnosti E_0 a k vysokému vzrůstu Rambergova – Osgoodova parametru n.



Obr. 3. Porovnání pracovních diagramů nežíhaných a žíhaných vzorků ze stěny profilu 100x100x3 mm



Obr. 4. Porovnání pracovních diagramů nežíhaných a žíhaných vzorků ze stěny profilu 120x120x4 mm

Lze tedy konstatovat, že přítomnost podélné ohybové složky reziduálních pnutí zvyšuje nelinearitu pracovního diagramu a vede k nižšímu modulu pružnosti.

Materiál v rohu profilu

Podobně jako pro materiál v rovné části stěny byl také pro roh profilu získán pracovní diagram pro všechny typy zkoušených průřezů. Zkouška byla vyhodnocena vždy jen z jedné tyče pro každý profil a žádný ze vzorků nebyl vyžíhán, neboť reziduální pnutí v rozích jsou výrazně nižší a vyžíhání by tak vedlo k malému rozdílu.

Zkušební tyče byly vyrobeny jako rovné s odměrnou délkou 80 mm. Fotografie tyčí před zkouškou je na *obr. 2b*. Jejich průřezová plocha je rovna ploše rohu, který je definován jen zaoblenou částí bez rovné části stěny. Rozměry byly opět měřeny s přesností na setiny milimetru a vzhledem k určité nepravidelnosti průřezu vzorku byl k určení plochy použit grafický software.

U vzorků z profilu 60x60x2 mm a 100x100x4 mm došlo k porušení tyče u upínacích čelistí, a nemohla být tedy stanovena tažnost. Ta může být sice stanovena orientačně na základě dalších materiálových charakteristik, pro numerické studie byla však brána v obou nezměřených případech jako průměr ze všech zkoušek, tj. 30 %. Případné odchylky tažnosti nemají v případech, ve kterých nerozhoduje pevnostní porušení, v podstatě žádný vliv.

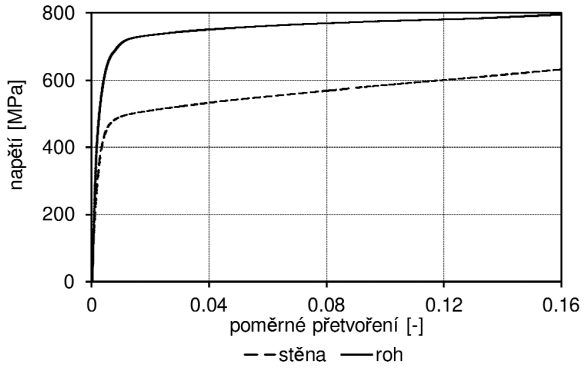
Výsledné charakteristiky pro popis pracovního diagramu jsou uvedeny v *tab. 2*. Je zřejmé, že vliv tváření na smluvní

Tab. 2. Tahové pevnostní charakteristiky pro roh profilu

Profil	E_0	$\sigma_{0.2}$	$\sigma_{1.0}$	σ_u	ε_{pu}	n	$n'_{0.2,1.0}$	$n'_{0.2,u}$
	[MPa]				[–]			
60x60x2-C	194 000	774	807	875	–	7,3	3,1	2,9
80x80x2-C	201 000	613	705	783	0,24	6,5	3,2	5,0
80x80x4-C	221 000	633	724	821	0,33	7,0	2,9	3,2
100x100x3-C	202 000	623	720	816	0,27	6,1	3,3	3,2
100x100x4-C	200 500	681	794	853	–	6,1	3,2	7,5
120x120x4-C	212 500	522	617	745	0,37	5,4	3,0	2,6

C – značka pro roh profilu

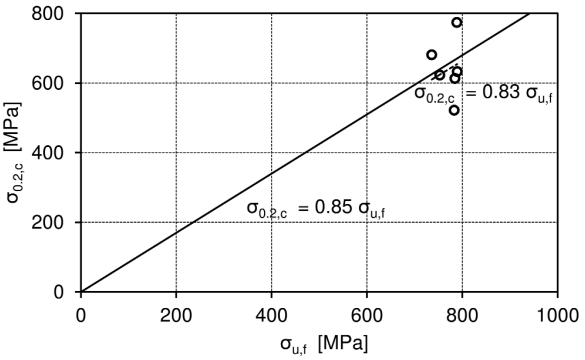
mez kluzu materiálu, ale i mez pevnosti, je významný. Porovnání je názorné z diagramu na *obr. 5* pro profil 80x80x4 mm.



Obr. 5. Počáteční část pracovního diagramu pro stěnu a roh profilu 80x80x4 mm

Vztah pro stanovení meze kluzu v rohové oblasti

Vzhledem ke stále relativně malému množství experimentálních dat dostupných pro korozivzdorné oceli byl pro predikci meze kluzu v rohové oblasti profilu ověřen vztah navržený Gardnerem [2]. Tento vztah je díky své jednoduchosti zatím zdaleka nejběžnější, neboť závisí pouze na mezi pevnosti materiálu v rovné části profilu, která je snadno zjistitelná. Jeho nevýhodou je značný rozptyl výsledků, a tedy jeho přibližnost.



Obr. 6. Přímkový vztah (2) pro stanovení meze kluzu v rohové oblasti a autory získané experimentální výsledky

Porovnání je uvedeno na *obr. 6*. Místo Gardnerem navržené konstanty 0,85 byla ve vzorci použita vhodnější hodnota 0,83, tedy

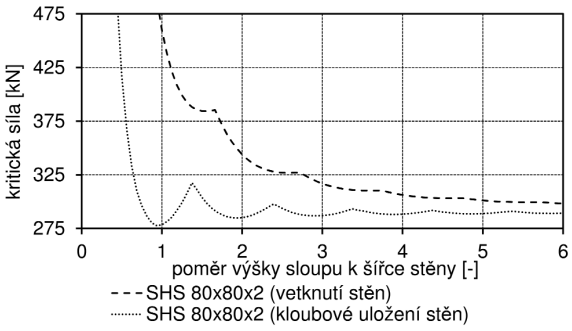
$$\sigma_{0,2,c} = 0{,}83\ \sigma_{u,f}\,, \qquad (2)$$

kde $\sigma_{0.2,c}$ je smluvní mez kluzu materiálu v rohové oblasti,
$\sigma_{u,f}$ – mez pevnosti materiálu v rovné části stěny.

Stejnou hodnotu konstanty jako autoři doporučuje také Cruiseová [4]. Rozdíl mezi konstantami je prakticky bezvýznamný.

Příprava krátkých sloupků

Zkoušeno bylo 14 krátkých sloupků šesti různých čtvercových průřezů se šířkou stěny 60, 80, 100 a 120 mm a tloušťce 2 až 4 mm. Výška sloupku byla zvolena jako trojnásobek šířky stěny profilu. Tato volba vyplynula z lineární stabilitní analýzy sloupků (popis numerického modelu je uveden v [5]). Výsledek pro jeden sloupek je uveden na *obr. 7*. Experimenty byly navrženy tak, aby získaná hodnota mohla být považovaná za únosnost průřezu. Žádný sloupek proto nepřekročil globální poměrnou štíhlost $\bar{\lambda} = 0{,}15$ (stanovený pro skutečnou hodnotou smluvní meze kluzu po průřezu), čímž byl vyloučen vliv vzpěru na získanou únosnost. Zároveň nesmělo být bráněno lokálnímu boulení. Protože reálné uložení stěn při zkoušce lze považovat za plně vetknuté (odpovídá plné čáře na *obr. 7*), byla jako optimální zvolena délka vzorku rovná trojnásobku šířky stěny.



Obr. 7. Kritická síla v závislosti na výšce sloupku (profil SHS 80x80x2 mm), numerické výsledky

Obdobná doporučení pro experimentální stanovení únosnosti průřezu uvádí Galambos [6] (dolní limit délky zkušebního vzorku uvažovaný trojnásobkem nejširší stěny a maximum jako dvacetinásobek poloměru setrvačnosti průřezu). Tento limit byl v našich případech rovněž dodržen.

Zkušební vzorky byly připraveny pro každý profil vždy z jedné tyče. Po odříznutí, při kterém byl důraz kladen na co největší kolmost řezu k ose trubky, byl řez čelně zbroušen pro dosažení rovinnosti s tolerancí splňující ±0,025 mm.

Pro každý typ průřezu byly připraveny dva vzorky. Pro průřezy 100x100x3 mm a 120x120x4 mm byl navíc připraven jeden vzorek vyžíhaný pro odstranění reziduálních pnutí. Žíhání probíhalo vystavením vzorku teplotě 650 °C po dobu 30 minut. Po této době vzorek postupně chladl v uzavřené peci až na pokojovou teplotu (cca 16 hodin).

Před samotnou zkouškou byla změřena geometrie těles digitálním posuvným měřidlem s rozlišením 0,01 mm, vyjma výšky sloupku, která byla měřena s přesností na 1 mm. Rozměry jsou pro všechna zkušební tělesa uvedeny v *tab. 3*.

Počáteční průhyby stěn

Geometrické imperfekce průřezu jsou pro krátké sloupky často zanedbávány. Pro kalibraci numerického modelu podle zkoušek je však zejména zavedení počátečních průhybů stěn zcela zásadní.

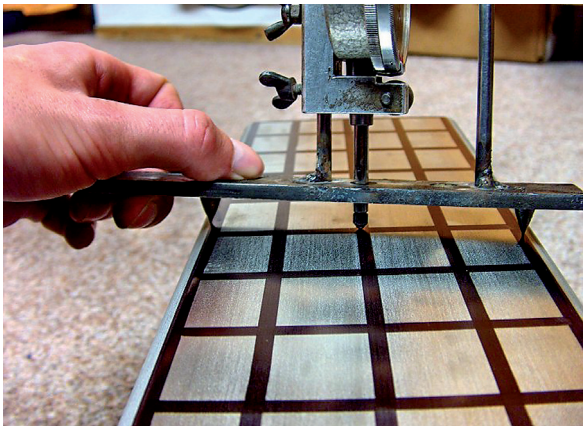
Tab. 3. Geometrie zkoušených vzorků

Vzorek	Délka *L*	Hloubka *D*	Šířka *B*	Tloušťka *t*	Poloměr rohu $r^{\dagger}$	Plocha *A*
	[mm]					[mm^2]
SHS 60x60x2A	180	60,06	60,14	2,22	2,21	528
SHS 60x60x2B	180	60,07	60,1	2,11	2,25	506
SHS 80x80x2A	240	79,86	79,92	1,86	2,55	598
SHS 80x80x2B	240	79,76	80,04	1,82	2,4	585
SHS 80x80x4A	240	80,28	80,41	3,88	6,03	1 285
SHS 80x80x4B	240	80,17	80,42	3,8	5,98	1 260
SHS 100x100x3A	300	99,91	100	3,04	4,44	1 234
SHS 100x100x3B	300	99,91	100,1	3,00	4,47	1 219
SHS 100x100x3C*	300	99,98	100,1	3,08	4,3	1 249
SHS 100x100x4A	300	99,86	99,92	3,69	5,2	1 498
SHS 100x100x4B	300	99,86	99,92	3,69	5,2	1 498
SHS 120x120x4A	360	119,91	120	3,66	7,09	1 823
SHS 120x120x4B	360	119,93	120	3,68	7,06	1 834
SHS 120x120x4C*	360	119,96	120	3,67	7,09	1 828

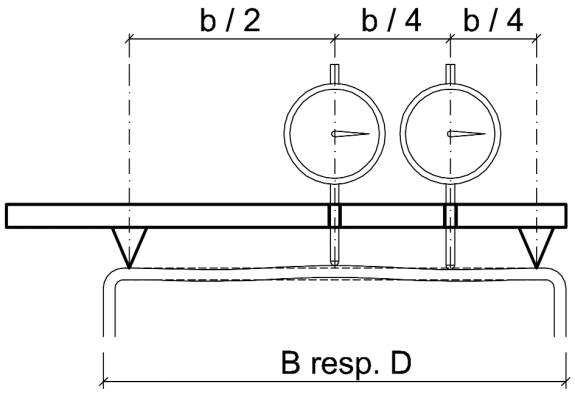
* vzorek vyžíhaný pro odstranění reziduálních pnutí,

† poloměr je vztažen k vnějšímu povrchu

Počáteční průhyby z roviny stěn průřezu byly měřeny ve všech místech nanesené sítě (*obr. 8a*), vždy pro všechny



Obr. 8a. Způsob měření geometrických imperfekcí stěn, fotografie z měření



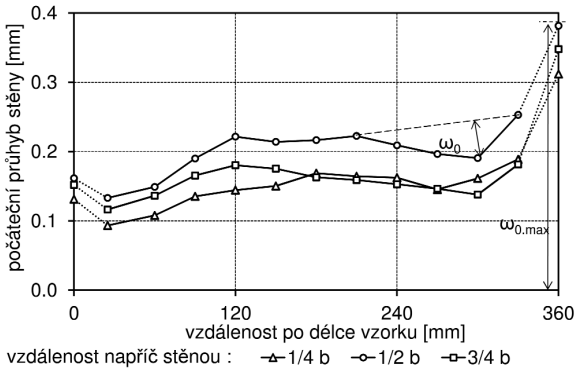
Obr. 8b. Způsob měření geometrických imperfekcí stěn, schéma přípravku na upevnění hodinek

čtyři stěny profilu. Dohromady tak bylo provedeno 2 184 čtení. K měření byl vyroben přípravek s ostrými hroty přesně ve vzdálenosti dané šířkou rovné části (pro každý profil byl tedy jiný). Do tohoto přípravku bylo možné upnout setinné hodinky v polovině a čtvrtině vzdálenosti mezi hroty (*obr. 8b*). Hrany stěn po délce profilu byly uvažovány jako rovné, což bylo také ověřeno.

Postup měření zahrnoval nejprve odečtení hodnoty na dokonale rovné ploše (byla použita speciální broušená deska). Další čtení pak bylo provedeno na samotné stěně profilu a z rozdílu těchto dvou hodnot byla získána absolutní odchylka stěny od roviny. Nulový stav (na rovné desce) byl odečten pro kontrolu před každým měřením. Při upínání hodinek do přípravku byl důraz kladen na umístění hrotu setinných hodinek do jedné roviny s hroty přípravku, aby nebylo možné ovlivnit výsledky případným náklonem přípravku při měření.

Vyhodnocení měření

Typický průběh záznamu měření pro jednu stěnu je znázorněn na *obr. 9*. Z tohoto záznamu jsou patrné velmi vysoké počáteční deformace stěny na koncích vzorku (v tomto případě na jednom konci výrazně vyšší) způsobené uvolněným reziduálním pnutím při řezání. Tyto maximální odchylky od roviny stěn na koncích sloupků (na *obr. 9* označeny $\omega_{0.max}$) by při použití jako amplituda vlastního tvaru byly příliš konzervativní, neboť, jak ukazují teoretické vztahy, nemají na únosnost téměř žádný vliv, protože neodpovídají kritickému tvaru boulení.



Obr. 9. Průběh typických počátečních průhybů stěn (zde pro SHS 120x120x4A)

Ke stejnému závěru došel např. Gardner [2], který amplitudu imperfekce stěn stanovil jako odchylku od spojnice bodů vzdálených od kraje krátkého sloupku o 1/8 jeho délky na každé straně. V našem případě bylo však vyhodnocení provedeno odlišně. Jako část výrazně ovlivněná reziduálním pnutím a bez většího vlivu na únosnost (blízko podepření) je uvažována krajní 1/12 délky sloupku. Vyjma této oblasti (na *obr. 9* značena přerušovanou čarou) byla amplituda imperfekce stěny určena jako největší odchylka od spojnice dvou bodů ve vzdálenosti rovné šířce stěny. Tento postup vychází z představy kritického tvaru vybočení stěny v podélném směru ve tvaru sinových polovln o délce rovné šířce stěny. Amplituda tedy byla hledána již s představou kritického tvaru a postup je ilustrován opět na *obr. 9*, kde nejvyšší amplituda nalezená na této stěně je značena symbolem ω_0. Tato hodnota byla také později použita pro numerické studie.

Změřené hodnoty $\omega_{0.max}$ a ω_0 jsou pro všechny profily uvedeny v *tab. 4*. Výstižnost postupu určení amplitud byla pozitivně ověřena numericky, porovnáním únosnosti modelu

stěny se skutečnými imperfekcemi a imperfekcemi podle prvního vlastního tvaru vybočení a amplitudou ω_0.

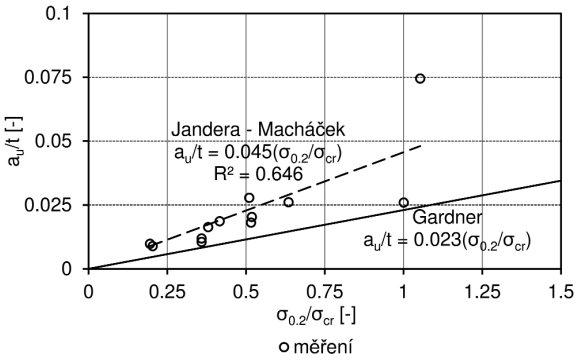
Rovnice pro stanovení amplitudy imperfekcí stěny

Podobně jako pro mez kluzu v rohové oblasti byl i pro imperfekce stěny ověřen predikční model. Ze všech prostudovaných postupů byl jako nejvýstižnější vybrán vztah Dawsona a Walkera

$$\omega_0 = \gamma\,(\sigma_{0,2}/\sigma_{cr})\,t, \qquad (3)$$

kde γ je konstanta závislá na způsobu tváření, materiálu a typu profilu,
t – tloušťka stěny profilu,
σ_{cr} – kritické napětí pro vyboulení stěny.

Úlohou bylo určit velikost konstanty γ této rovnice na základě provedených měření. Závislost s konstantou γ = 0,023 podle Gardnera [2], výsledky měření a navržená podle autorů vhodnější konstanta γ = 0,045 (vyžíhané vzorky nebyly zahrnuty) jsou uvedeny na *obr. 10*. Konstanta je vyšší, než je doporučeno Gardnerem, ale leží mezi horním a dolním limitem (0,111, resp. 0,012), který pro za studena válcované čtverhranné profily z austenitické oceli stanovila Cruiseová [4]. Rovnice (3) potom vykazuje velmi vysokou korelaci s provedeným měřením (ρ = 0,804). Porovnání měření s hodnotami podle modelu je rovněž uvedeno v *tab. 4*.



Obr. 10. Predikce amplitudy imperfekce stěn

Zkoušky krátkých sloupků

Ke zkouškám byly použity dva typy lisů. Pro čtyři vzorky dvou nejmenších průřezů (60x60x2 mm a 80x80x2 mm) byl použit přístroj EU40 s kapacitou 400 kN, pro ostatních deset vzorků pak přístroj EDB400 s kapacitou 4 000 kN. Oba lisy byly řízeny nárůstem síly. Nebylo tedy možné získat spolehlivou sestupnou větev zatěžovací křivky.

Oba lisy byly opatřeny ocelovými deskami pro osazení těles i měřičů. Desky byly z obou stran opracovány čelní frézou. Součástí konstrukce lisů byl kloub nad horní čelistí, zajišťující rovnoměrný roznos zatížení po profilu.

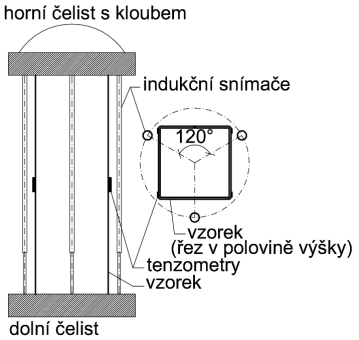
Zatěžování

Zatěžování probíhalo řízeným nárůstem síly s ustálením, a to v několika úrovních (po 20 až 25 kN), při kterých byla odečítána deformace. Ustálení probíhalo v závislosti na odečtu změny deformace na osazených tenzometrech tak, aby změna za minutový interval při konstantní síle nebyla vyšší než desítky μm/m. Během zkoušky bylo po dosažení cca 20% předpokládané únosnosti sloupku provedeno jedno odtížení pro odečet deformací vzniklých zatlačením v uložení, které se ukázalo jako zcela zanedbatelné. Únosnosti sloupku (maximální síly) bylo dosaženo během 60 minut.

Tab. 4. Amplitudy počátečních průhybů stěny měřené a z predikčního modelu

Vzorek	Měřeno		Rovnice
	$\omega_{0.max}$	ω_0	$\omega_{0.model}$
	[mm]		
SHS 60x60x2A	0,35	0,036	0,038
SHS 60x60x2B	0,42	0,039	0,04
SHS 80x80x2A	0,41	0,048	0,084
SHS 80x80x2B	0,58	0,136	0,086
SHS 80x80x4A	0,4	0,038	0,034
SHS 80x80x4B	0,44	0,034	0,035
SHS 100x100x3A	0,55	0,071	0,077
SHS 100x100x3B	0,41	0,061	0,07
SHS 100x100x3C*	0,62	0,075	–
SHS 100x100x4A	0,5	0,039	0,06
SHS 100x100x4B	0,5	0,044	0,06
SHS 120x120x4A	0,74	0,066	0,085
SHS 120x120x4B	0,77	0,103	0,085
SHS 120x120x4C*	0,88	0,1	–

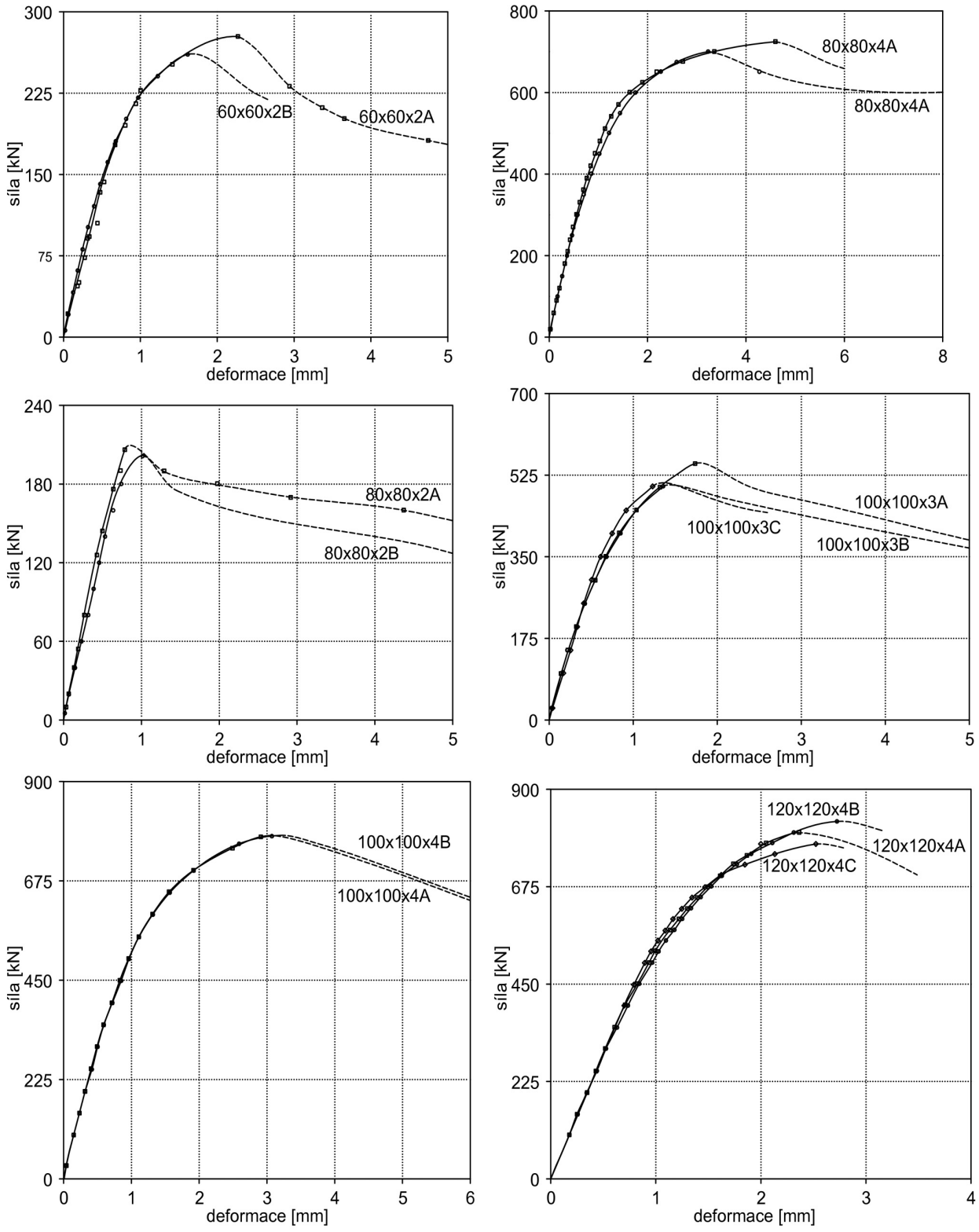
* ovlivněno procesem žíhání



Obr. 11a. Osazení snímačů – schéma



Obr. 11b. Osazení snímačů – fotografie



Obr. 12. Experimentálně získané zatěžovací křivky krátkých sloupků

Deformace byly u každého vzorku zaznamenány pomocí indukčních a tenzometrických snímačů. Sílu registroval snímač síly osazený ve zkušebním lisu. Indukční snímače byly vždy osazeny v trojici ve vzdálenosti 170 mm od těžiště průřezu a rozmístěny rovnoměrně po 120° (*obr. 11*). Takové rozmístění umožnilo zaznamenat nevhodné natočení horní čelisti. V našem případě k němu nedošlo. Rozsah použitých indukčních snímačů byl 8 mm (pro zkoušky průřezů

120x120x4 mm pak 10 mm) s rozlišením na setiny milimetru.

Kontrolně byly pro záznam deformace použity fóliové jednoosé tenzometry (HBM LY11-15/120), které jsou dostatečně přesné, robustní, flexibilní a s krytou měřicí mřížkou. V tomto případě byl zvolen typ s teplotní kompenzací pro austenitickou ocel, což vzhledem k prakticky konstantní teplotě během zkoušky nebylo podstatné. Umístění tenzometrů bylo vždy co nejblíže ke každému rohu profilu uprostřed délky zkušebního tělesa (*obr. 11*). Tenzometry sloužily zejména ke kontrole rovnoměrného zatížení průřezu. Více než 5% rozdíl deformace v jednotlivých rozích byl považován za indikaci nerovnoměrného zatížení. Díky symetricky umístěným tenzometrům bylo následně snadné posunout vzorek v lisu tak, aby byl zatížen v těžišti. Vzhledem k tomu, že čtení tenzometrů je při vyšších zatíženích výrazně ovlivněno lokálním boulením, bylo pro vyhodnocení zatěžovací křivky použito čtení z indukčních snímačů.

Únosnost sloupků

Zatěžovací křivky jsou vyneseny na *obr. 12*. Z diagramů je patrná dobrá shoda výsledků při zkoušce sloupku stejného profilu, i když mírná odlišnost, zejména v oblasti nejvyšších zatížení, se zde vyskytuje. Experimentálně zjištěná únosnost sloupků je uvedena v *tab. 5*. Poměrná štíhlost stěny je stanovena z obvyklého vztahu pro poměrnou štíhlost stěny podle ČSN EN 1993-1-5 (se smluvní mezí kluzu $\sigma_{0.2}$ rovných částí stěn průřezu).

Tab. 5. Výsledky zkoušek krátkých sloupků

Vzorek	Poměrná štíhlost λ_p [–]	Únosnost při zkoušce, F_u [kN]	Deformace při F_u δ_u [mm]
SHS 60x60x2A	0,62	276	2,32
SHS 60x60x2B	0,65	260	1,61
SHS 80x80x2A	1,00	206	0,79
SHS 80x80x2B	1,03	202	1,01
SHS 80x80x4A	0,44	725	4,62
SHS 80x80x4B	0,45	700	3,24
SHS 100x100x3A	0,80	550	1,73
SHS 100x100x3B	0,72	502	1,35
SHS 100x100x3C*	0,70	500	1,23
SHS 100x100x4A	0,60	776	2,87
SHS 100x100x4B	0,60	775	3,02
SHS 120x120x4A	0,72	800	2,37
SHS 120x120x4B	0,71	825	2,72
SHS 120x120x4C*	0,67	776	2,52

* *ovlivněno procesem žíhání*

Vzorky vyžíhané k odstranění reziduálních pnutí

Ve výsledcích lze pozorovat odlišný průběh zatěžovacích křivek pro vzorky vyžíhané k odstranění reziduálních pnutí (mírně delší počáteční pružná část a mírně nižší hodnoty únosnosti). Velmi přibližně lze říci, že reziduální pnutí u sloupků z nerezových ocelí mají překvapivě příznivý vliv na únosnost. Nižší únosnost vyžíhaného prvku však může mít příčinu v odlišném průběhu imperfekcí stěn nebo případné změně pevnostních charakteristik (pro roh vyžíhaných vzorků nebyla provedena tahová zkouška). Vliv reziduálních pnutí je proto možné stanovit pouze numericky, jak bylo publikováno například v [7], kde byl pozitivní vliv reziduálních pnutí také potvrzen.

Závěr

V experimentálním výzkumu byly provedeny zkoušky 14 krátkých sloupků šesti různých čtvercových průřezů z austenitické oceli, z nichž dva sloupky byly vyžíhány k odstranění reziduálních pnutí. Vyžíhané vzorky vykázaly odlišný průběh zatěžovací křivky od nežíhaných a mírně nižší únosnost vyplývající ze změny zakřivení pracovního diagramu (jak bylo numericky potvrzeno v [7]). Materiálové zkoušky byly provedeny pro stěny i rohy profilů, pro vyžíhané vzorky pouze pro stěny profilů. Vyžíháním byla odstraněna reziduální pnutí, ale nebyl pozorován pokles materiálových charakteristik. Došlo však k výraznému zmenšení nelinearity materiálu a malému nárůstu modulu pružnosti. Materiálovými zkouškami byl ověřen současný predikční model pro určení meze kluzu rohové oblasti, který se jeví jako vyhovující. Pro všechny vzorky byly před zkouškou změřeny počáteční deformace stěn. Z měření byly následně vyhodnoceny amplitudy průběhu počáteční deformace stěn pro zahrnutí v numerických modelech. Amplitudy byly porovnány se stávajícím predikčním modelem, který vykázal dobrou korelaci. Mírně zvětšenou konstantou byl model optimalizován.

Článek vznikl za podpory projektu P105/12/P307 GA ČR „Vliv tváření za studena na mechanické vlastnosti korozivzdorných ocelí“.

Literatura

[1] Jandera, M. – Macháček, J.: Obrazec reziduálních pnutí uzavřených čtvercových průřezů z austenitických ocelí. Stavební obzor, 19, 2010, č. **9**, s. 257-262.
[2] Gardner, L.: A new approach to structural stainless steel design. [Thesis], Imperial College London, 2002, 299 p.
[3] Hill, H. N.: Determination of stress-strain relations from the offset yield strength values, National Advisory Committee for Aeronautics, Technical Note, No. 927, Washington, 1944.
[4] Cruise, R. B.: The influence of production route on the response of structural stainless steel members. [Dizertace], Imperial College London, 2007.
[5] Jandera, M.: Reziduální pnutí v uzavřených čtverhranných profilech z korozivzdorné oceli. [Dizertace], ČVUT v Praze, 2009.
[6] Galambos, T. V.: Guide to stability design criteria for metal structures, 5th edition. USA, John Wiley & Sons 1998, 911 p.
[7] Jandera, M. – Macháček, J.: Residual stress pattern of stainless steel SHS, Tubular Structures XIII. HongKong, ed. Ben Young 2010, pp. 265-272.

Optimalizování předpětí kompozitů

prof. Ing. RNDr. Petr PROCHÁZKA, DrSc.
Ing. Šárka PEŠKOVÁ, Ph.D.
ČVUT v Praze – Fakulta stavební

Článek se zabývá vlivem předpětí na napětí ve válcovém segmentu, kompozitu, který může simulovat kokpit letadla, část ponorky, ale také část obezdívky tunelu nebo obálky podzemního reaktoru. Uvažuje se hlavně aplikace na laminátové oblouky s použitím v podzemních stavbách, a to v souvislosti s příštími testy v oblasti vlákny vyztuženého betonu. Řešení je založeno na stavu rovinného přetvoření a hledá se takové předpětí, které indukuje minimální napětí v konstrukci.

Optimization of prestress in composites

This study examines the influence of prestress on cylindrical composite segments which can simulate an aircraft cockpit, a part of a submarine, or a part of a tunnel lining of tunnels and an underground reactor envelope. This paper is mainly focused on laminated arches simulating underground structures in connection with future tests with fiber reinforced concrete. The solution is based on the plane strain state and such a prestress is sought that minimum stress is induced in the structure.

1. Úvod

V článku je předloženo numerické řešení vrstevnatého kompozitního oblouku, který je v jednotlivých vrstvách předpínán tak, aby bylo dosaženo minimálního napětí v celé konstrukci. Využití metodiky v podzemních stavbách je pouze jednou z možných aplikací v praxi. Jednotlivé části válcových nebo eliptických oblouků (v eliptických souřadnicích) lze snadno vyřešit pomocí zde uvedeného algoritmu.

Nová metodika, popisující laminátové kompozity pomocí vnitřních parametrů (vlastní parametry nebo vlastní deformace), byla vyvinuta ve studii [1]. Zde se využívá metoda analýzy transformačního pole, což je velmi dobrý numerický nástroj pro řešení mechanických vlastností laminovaných konstrukcí umístěných v okolní hornině.

Optimální rozložení vlastních parametrů vede k velmi jednoduchému systému lineárních rovnic [2], [3]. Základní myšlenka vychází z práce [4], v níž se studuje chování jednoduchého kompozitu zatíženého změnou transformačního pole. Vliv matice a využití moderních metod jsou formulovány ve studii [5],ve které se používá Hashinův-Shtrikmanův variační princip kombinovaný s formulací konečných prvků. V práci [6] jsou uvedeny variační principy formulované klasicky, a poté rozšířeny na případ materiálů s vnitřními (vlastními) parametry.

Předložený článek popisuje optimální rozložení předpětí ve válcových segmentech (obloucích). Řešení je sledováno pro prostě podepřený laminovaný segment. U prostě podepřeného nosníku se používá semianalytické řešení a podmínka vetknutého okraje konstrukce vychází ze zavedení dodatečného podporového momentu pomocí řešení uvedeného v práci [7]. Semianalytické řešení částečně bere v úvahu postupy a materiálové vlastnosti publikované v [8]. Některé teoretické úvahy ke zde řešené problematice lze také nalézt ve studii [9].

2. Numerický postup

Nejprve se soustředíme na jednu vybranou laminu válcové laminované části (oblouku). Posuvy, deformace a napětí jsou odvozeny ve tvaru matice vytvořené v důsledku vnějších zatížení a vlastních deformací, které simulují předpětí. Začneme se zavedením válcových souřadnic $0r\varphi z$, které jsou odvozeny z pravoúhlých souřadnic $0xyz$. Složky vektoru jsou vyjádřeny $u = u_r$, $v = u_\theta$, $w = u_z$, kde u_r je posun v radiálním směru, u_θ posun v meridiánovém směru a u_z posun v axiálním směru, který se neuvažuje jako u rovinné deformace nulový, ale je konstantní a konstanta je novou neznámou. Fyzikální zákon ve válcově anizotropní konstrukci je vyjádřen Hookovým zákonem pro každou laminu

$$\boldsymbol{\sigma} = \boldsymbol{L}(\boldsymbol{\varepsilon} - \boldsymbol{\mu}), \quad \text{neboli } \sigma_{ij} = L_{ijkl}(\varepsilon_{kl} - \mu_{kl}), i,j,k,l = r,\theta,z$$
$$\text{a ve vektorové konvenci } \sigma_i = L_{ij}(\varepsilon_j - \mu_j), i,j = r,\theta,z,r\theta, \tag{1}$$

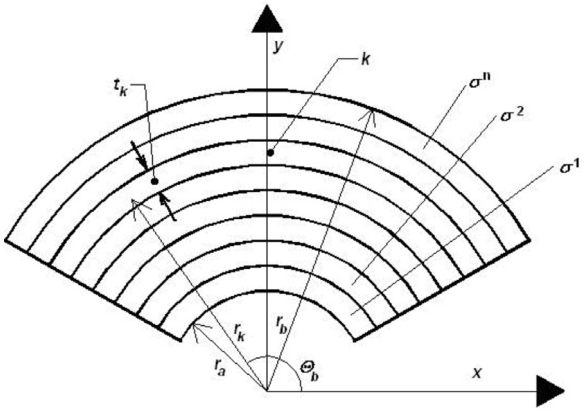
kde pro zobecněný stav rovinné deformace platí

$$\boldsymbol{L} = \begin{bmatrix} L_{rr} & L_{r\theta} & L_{rz} & 0 \\ L_{r\theta} & L_{\theta\theta} & L_{\theta z} & 0 \\ L_{rz} & L_{\theta z} & L_{zz} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & G_{r\theta} \end{bmatrix},$$

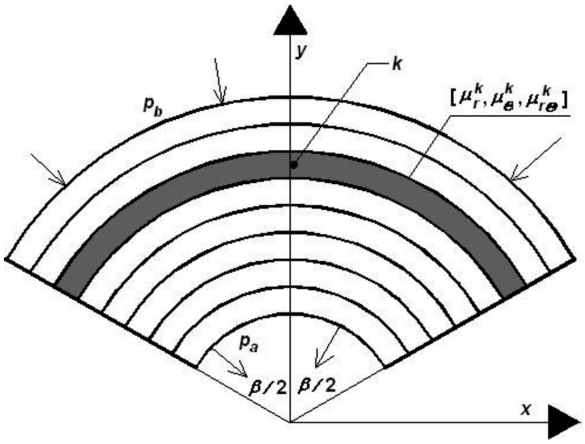
kdežto pro rovinnou deformaci máme

$$\boldsymbol{L} = \begin{bmatrix} L_{rr} & L_{r\theta} & 0 \\ L_{r\theta} & L_{\theta\theta} & 0 \\ 0 & 0 & G_{r\theta} \end{bmatrix}.$$

Tenzor napětí $\boldsymbol{\sigma}$ je vyjádřen pomocí tenzoru deformace $\boldsymbol{\varepsilon}$ a tenzoru vlastního přetvoření $\boldsymbol{\mu}$ a dále pomocí matice tuhosti $\boldsymbol{L}$ se složkami, pro které platí zúžení počtu koeficientů vazbami $L_{ij} = L_{ji}$, $L_{rr} = L_{\theta\theta}$, $L_{rr} - L_{r\theta} = 2G_{r\theta}$. Z těchto předpokladů vyplývá, že pouze tři koeficienty materiálu specifikují materiál v každé lamině. Výše uvedený popis materiálu platí formálně pro každou vrstvu, koeficienty však mohou být v jednotlivých vrstvách rozdílné. Geometrie s označením jednotlivých lamin oblouku je patrná na *obr. 1*, zatímco *obr. 2* popisuje vnější zatížení a zatížení od vlastních přetvoření.



Obr. 1. Geometrie s označením jednotlivých lamin oblouku



Obr. 2. Síly zatěžující oblouk

V dalším se soustředíme na rovinný stav deformace, ze kterého zobecněný stav deformace plyne superpozicí s vlivem v axiálním směru. Válcové souřadnice se pak mění na polární. Kinematické rovnice jsou v polárních souřadnicích vyjádřeny vztahy

$$\varepsilon_r = \frac{\partial u}{\partial r}, \quad \varepsilon_\theta = \frac{1}{r}\frac{\partial v}{\partial_\theta} + \frac{u}{r}, \quad \varepsilon_{r\theta} = \frac{1}{r}\frac{\partial u}{\partial_\theta} + \frac{\partial v}{\partial r} - \frac{v}{r}\,. \tag{2}$$

Hookův zákon můžeme s uvažováním polárních souřadnic vyjádřit

$$\begin{aligned}
\sigma_r &= L_{rr}(\varepsilon_r - \mu_r) + L_{r\theta}(\varepsilon_\theta - \mu_\theta) = \\
&= L_{rr}\left(\frac{\partial u}{\partial r} - \mu_r\right) + L_{r\theta}\left(\frac{1}{r}\frac{\partial v}{\partial \theta} + \frac{u}{r} - \mu_\theta\right), \\
\sigma_\theta &= L_{r\theta}(\varepsilon_r - \mu_r) + L_{\theta\theta}(\varepsilon_\theta - \mu_\theta) = \\
&= L_{r\theta}\left(\frac{\partial u}{\partial r} - \mu_r\right) + L_{\theta\theta}\left(\frac{1}{r}\frac{\partial v}{\partial \theta} + \frac{u}{r} - \mu_\theta\right), \\
\sigma_{r\theta} &= G_{r\theta}(\varepsilon_{r\theta} - \mu_{r\theta}) = G_{r\theta}\left(\frac{1}{r}\frac{\partial u}{\partial \theta} + \frac{\partial v}{\partial r} - \frac{v}{r} - \mu_{r\theta}\right).
\end{aligned} \tag{3}$$

Dvě rovnice rovnováhy vyjadřují vztahy mezi třemi složkami tenzoru napětí

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{1}{r}\left(\frac{\partial \sigma_{r\theta}}{\partial \theta} + \sigma_r - \sigma_\theta\right) = 0, \quad \frac{\partial \sigma_{r\theta}}{\partial r} + \frac{1}{r}\left(\frac{\partial \sigma_\theta}{\partial \theta} + 2\sigma_{r\theta}\right) = 0. \tag{4}$$

Jak uvedeno výše pro řešení využijeme semianalytické metody, která pro jednu vrstvu znamená, že zavedeme sinusové a kosinové řady pro posuvy v radiálním směru $u_r\,(r,\theta)$ a v meridiánovém směru $u_\theta\,(r,\theta)$ s n členy takto

$$u_r(r,\theta) = \sum_{\ell=0}^{n} U_r^\ell(r)\cos\alpha_\ell\theta, \quad u_\theta(r,\theta) = \sum_{\ell=0}^{n} U_\theta^\ell(r)\sin\alpha_\ell\theta, \tag{5}$$

kde je označeno $\alpha_\ell = m\ell$ a přirozené číslo ℓ označuje průběžný člen Fourierovy řady a $m = \pi/\beta$. Složky $U_r^\ell \equiv U^\ell$ a $U_\theta^\ell \equiv V^\ell$ jsou neznámé funkce, které je třeba určit z rovnic rovnováhy, a následně kompatibility mezi vrstvami. Substitucí (1) do kinematických a fyzikálních rovnic dostáváme napětí, které po substituci do rovnice rovnováhy v polárních souřadnicích dávají následující rovnice pro určení U^ℓ a V^ℓ.

Podobně rozvineme do řad vlastní deformace s k členy

$$\begin{aligned}
&u_r(r,\theta) = \sum_{l=0}^{k} R^\ell(r)\cos\alpha_\ell\theta, \quad u_\theta(r,\theta) = \\
&= \sum_{l=0}^{k} F^\ell(r)\cos\alpha_\ell\theta, \quad u_{r\theta}^\ell(r,\theta) = \sum_{l=0}^{k} M^\ell(r)\sin\alpha_\ell\theta,
\end{aligned} \tag{6}$$

Podobně složky deformace (2) a napětí (3) jsou vyjádřeny pro konkrétní ℓ, které pro jednoduchost vynecháme (takže $U^\ell \equiv U$ a $V^\ell \equiv V$) a položíme pro jednoduchost zápisu $\alpha \equiv \alpha_\ell$ (čárka znamená derivaci podle argumentu, tj. podle r)

$$\varepsilon_r = U'\cos\alpha\theta, \quad \varepsilon_\theta = \frac{1}{r}(\alpha V + U)\cos\alpha\theta,$$
$$\varepsilon_{r\theta} = \left(\frac{-\alpha}{r}U + V' - \frac{1}{r}V\right)\sin\alpha\theta\,, \tag{7}$$

$$\sigma_r = \left[L_{rr}(U' - R) + \frac{L_{r\theta}}{r}(\alpha V + U - F)\right]\cos\alpha\theta, \tag{8}$$

$$\sigma_\theta = \left[L_{r\theta}(U' - R) + \frac{L_{\theta\theta}}{r}(\alpha V + U - F)\right]\cos\alpha\theta\,,$$

$$\sigma_{r\theta} = G_{r\theta}\left(\frac{-\alpha}{r}U + V' - \frac{1}{r}V - M\right)\sin\alpha\theta\,. \tag{9}$$

Dvě rovnice pro neznámé amplitudy lze vyjádřit pomocí dosazení (8), (9) do (4). První je vyjádřena

$$\begin{aligned}
&U'' + \frac{U'}{r} + A_1\frac{U}{r^2} + A_2\frac{V'}{r} + A_3\frac{V}{r^2} = \\
&= R' + (\Lambda F' + \Phi_1 M + \Psi_1 R)\frac{1}{r} - F\frac{1}{r^2},
\end{aligned} \tag{10}$$

kde

$$A_1 = \frac{-(L_{rr} + \alpha^2 G_{r\theta})}{L_{rr}}, \quad A_2 = \frac{\alpha(L_{r\theta} + G_{r\theta})}{L_{rr}}, \quad A_3 = \frac{-\alpha(L_{rr} + G_{r\theta})}{L_{rr}},$$
$$\Lambda = \frac{L_{r\theta}}{L_{rr}}, \quad \Phi_1 = \frac{\alpha G_{r\theta}}{L_{rr}}, \quad \Psi_1 = \frac{2G_{r\theta}}{L_{rr}}$$

Druhá rovnice (4) je odvozena stejným způsobem

$$V''+\frac{V'}{r}+B_1\frac{V}{r^2}+B_2\frac{U'}{r}+B_3\frac{U}{r^2}=$$
$$=M'+(2M+\Psi_2 R)\frac{1}{r}+\Phi_2\frac{F}{r^2}\ , \qquad (11)$$

$$B_1=\frac{-(G_{r\theta}+\alpha^2 L_{rr})}{G_{r\theta}},\ B_2=\frac{-\alpha(L_{r\theta}+G_{r\theta})}{G_{r\theta}},$$
$$B_3=\frac{-\alpha(L_{rr}+G_{r\theta})}{G_{r\theta}},\ \Psi_2=-\frac{\alpha L_{r\theta}}{G_{r\theta}},\ \Phi_2=-\frac{\alpha L_{rr}}{G_{r\theta}}.$$

Řešení rovnic (10), (11) lze provést standardním postupem pro řešení soustavy lineárních diferenciálních rovnic. Podobný postup uvádí autor [7] s podrobnější argumentací. Nejprve pomocí substituce $r = \exp(t)$ bude platit $t = \ln r \Rightarrow$

$$\frac{\mathrm{d}t}{\mathrm{d}r}=\frac{1}{r}\quad \text{a}\quad \frac{\partial U}{\partial r}=\frac{\partial U}{\partial t}\frac{1}{r},\quad \frac{\partial^2 U}{\partial r^2}=\frac{1}{r^2}\left(\frac{\partial^2 U}{\partial t^2}-\frac{\partial U}{\partial t}\right),$$
$$\frac{\partial V}{\partial r}=\frac{\partial V}{\partial t}\frac{1}{r},\quad \frac{\partial^2 V}{\partial r^2}=\frac{1}{r^2}\left(\frac{\partial^2 V}{\partial t^2}-\frac{\partial V}{\partial t}\right).$$

Zavedením parciální derivace **u** výše uvedených rovnic dostaneme diferenciální rovnice

$$\frac{\mathrm{d}S}{\mathrm{d}t}=-\mathrm{A}_1U-A_2T-A_3V,\quad \frac{\mathrm{d}U}{\mathrm{d}t}=S,$$
$$\frac{\mathrm{d}T}{\mathrm{d}t}=-B_1V-B_2S-B_3U,\quad \frac{\mathrm{d}V}{\mathrm{d}t}=T. \qquad (12)$$

Tyto rovnice jsou řešeny standardním způsobem, při němž dostaneme obecně kořeny λ_1, ..., λ_4 z rovnice čtvrtého řádu pro základní řešení r^{λ_1}, r^{λ_2}, r^{λ_3}, r^{λ_4},. Hledaný výsledek pak vypočítáme pomocí determinantu matice

$$\mathbf{A}=\begin{bmatrix}-\lambda & -A_1 & -A_2 & -A_3\\ 1 & -\lambda & 0 & 0\\ -B_2 & -B_3 & -\lambda & -B_1\\ 0 & 0 & 1 & -\lambda\end{bmatrix}.$$

Řešení determinantu pro vlastní čísla λ_1, ... , λ_4 je tedy získáno z rovnice (charakteristické rovnice)

$$\lambda^4+(A_1+B_1-A_2B_2)\lambda^2+A_1B_1-A_3B_3=0,\ \lambda^4-b\lambda^2+c=0, \qquad (13)$$

kde význam koeficientů *b, c* plyne porovnáním obou rovnic (13). Aby bylo ověřeno, že řešení charakteristické rovnice jsou reálná, prověříme, zda *b* je pozitivní a diskriminant $b^2 - 4c > 0$. Pak jsou řešení reálná pro všechna α:

$$b=-\frac{-2L_{rr}G_{r\theta}-\alpha^2L_{rr}^2+\alpha^2L_{r\theta}^2+2\alpha^2L_{r\theta}G_{r\theta}}{L_{rr}G_{r\theta}}=$$
$$=\frac{2L_{rr}G_{r\theta}(1+\alpha^2)}{L_{rr}G_{r\theta}}=2(1+\alpha^2)>0\quad \text{pro}\ \forall\alpha,$$
$$c=\frac{(L_{rr}+\alpha^2G_{r\theta})(G_{r\theta}+\alpha^2L_{rr})}{L_{rr}G_{r\theta}}-\alpha^2\frac{(L_{rr}+G_{r\theta})^2}{L_{rr}G_{r\theta}}=$$
$$=(\alpha^2-1)^2,\quad b^2-4c=16\alpha^2>0\quad \text{pro}\ \forall\alpha.$$

Řešení dané rovnice je následující

$$(\lambda_{1,2})^2=(1\pm\alpha)^2\Rightarrow\lambda_{1,2,3,4}=\pm(1\pm\alpha)\ . \qquad (14)$$

Základní rovnice pro neznámé amplitudy posunů U_f a V_f (fundamentální řešení) tedy vyjádříme

$$U_f=\{-(A_2\lambda_1+A_3)Ar^{\lambda_1}+(A_2\lambda_1-A_3)B\ r^{-\lambda_1}-$$
$$+\ (A_2\lambda_2+A_3)C\ r^{\lambda_2}+(A_2\lambda_2-A_3)D\ r^{-\lambda_2}\}\cos\alpha\ \theta=$$
$$=\{[(\lambda_1)^2+B_1]A\ r^{\lambda_1}+[(\lambda_1)^2+B_1]B\ r^{-\lambda_1}+$$
$$+[(\lambda_2)^2+B_1]C\ r^{\lambda_2}+[(\lambda_2)^2+B_1]D\ r^{-\lambda_2}\}\cos\alpha\ \theta, \qquad (15)$$

$$V_f=\{[(\lambda_1)^2+A_1]A\ r^{\lambda_1}+[(\lambda_1)^2+A_1]B\ r^{-\lambda_1}+$$
$$+[(\lambda_2)^2+A_1]C\ r^{\lambda_2}+[(\lambda_2)^2+A_1]D\ r^{-\lambda_2}\}\sin\alpha\theta=$$
$$=\{-(B_2\lambda_1+B_3)A\ r^{\lambda_1}+(B_2\lambda_1-B_3)B\ r^{-\lambda_1}-$$
$$+\ (B_2\lambda_2+B_3)C\ r^{\lambda_2}+(B_2\lambda_2-B_3)D\ r^{-\lambda_2}\}\sin\alpha\ \theta, \qquad (16)$$

kde *A,B,D,C* jsou integrační konstanty, které musí být určeny z okrajových podmínek na hranicích konstrukce, resp. přechodových podmínek na okraji, resp. přechodu mezi vrstvami. Chceme-li získat partikulární řešení U_p^ℓ a V_p^ℓ, musí být stanoven určitý předpoklad, že předpětí je nezávislé na r, to znamená, že předpětí je v každé lamině konstantní v radiálním směru.
V důsledku tohoto předpokladu můžeme nalézt partikulární řešení z rovnic

$$U''+\frac{U'}{r}+A_1\frac{U}{r^2}+A_2\frac{V'}{r}+A_3\frac{V}{r^2}=(\Phi_1M+\Psi_1R)\frac{1}{r}-F\frac{1}{r^2},$$

$$V''+\frac{V'}{r}+B_1\frac{V}{r^2}+B_2\frac{U'}{r}+B_3\frac{U}{r^2}=(2M+\Psi_2R)\frac{1}{r}+\Phi_2\frac{F}{r^2}\ ,$$

$$U_p=\frac{(2M+\Psi_2R)(A_2+A_3)-(\Phi_1M+\Psi_1R)(1+B_1)}{4\alpha-1}r+$$
$$+\frac{(B_1+\Phi_2A_3)F}{(1-\alpha^2)^2}\ ,$$

$$V_p=\frac{(\Phi_1M+\Psi_1R)(B_2+B_3)-(2M+\Psi_2R)(1+A_1)}{4\alpha-1}r+$$
$$+\frac{(B_3+\Phi_2A_1)F}{(1-\alpha^2)^2}\ .$$

Celé řešení je nyní vyjádřeno

$$U^\ell(r)=\Big\{\alpha_\ell[(L_{rr}+G_{r\theta})-\lambda_1^\ell(L_{r\theta}+G_{r\theta})]A^\ell r^{\lambda_1^\ell}+$$
$$+\alpha_\ell[(L_{rr}+G_{r\theta})+\lambda_1^\ell(L_{r\theta}+G_{r\theta})]B^\ell r^{-\lambda_1^\ell}+$$
$$+\alpha_\ell[(L_{rr}+G_{r\theta})-\lambda_2^\ell(L_{r\theta}+G_{r\theta})]C^\ell r^{\lambda_2^\ell}+ \qquad (17)$$
$$+\alpha_\ell[(L_{rr}+G_{r\theta})+\lambda_2^\ell(L_{r\theta}+G_{r\theta})]D^\ell r^{-\lambda_2^\ell}+$$
$$+\frac{\alpha_\ell(\alpha_\ell^2L_{rr}-4G_{r\theta})}{(4\alpha_\ell-1)L_{rr}}M^\ell r+\frac{4\alpha_\ell^2(L_{rr}-G_{r\theta})}{(4\alpha_\ell-1)L_{rr}}R^\ell r+\frac{F^\ell}{\alpha_\ell^2-1}\Big\}\cos\alpha_\ell\theta,$$

$$V^{\ell}(r)=\Big\{[(\lambda_1^{\ell})^2L_{rr}-(L_{rr}+\alpha_{\ell}^2G_{r\theta})]A^{\ell}r^{\lambda_1^{\ell}}+$$
$$+[(\lambda_1^{\ell})^2L_{rr}-(L_{rr}+\alpha_{\ell}^2G_{r\theta})]B^{\ell}r^{-\lambda_1^{\ell}}+$$
$$+[(\lambda_2^{\ell})^2L_{rr}-(L_{rr}+\alpha_{\ell}^2G_{r\theta})]C^{\ell}r^{\lambda_2^{\ell}}+ \quad (18)$$
$$+[(\lambda_2^{\ell})^2L_{rr}-(L_{rr}+\alpha_{\ell}^2G_{r\theta})]D^{\ell}r^{-\lambda_2^{\ell}}+$$
$$+\frac{2\alpha_{\ell}^2(G_{r\theta}-L_{rr})}{(4\alpha_{\ell}-1)L_{rr}}M^{\ell}r+\frac{\alpha_{\ell}^3(2G_{r\theta}-L_{rr})-4\alpha_{\ell}}{(4\alpha_{\ell}-1)L_{rr}}R^{\ell}r+\frac{\alpha_{\ell}F^{\ell}}{\alpha_{\ell}^2-1}\Big\}\sin\alpha_{\ell}\theta.$$

Pro jednodušší vyjádření posunů zavedeme pomocné funkce

$$\Sigma^{u}(\lambda):=\alpha_{\ell}[(L_{rr}+G_{r\theta})-\lambda(L_{r\theta}+G_{r\theta})]$$
$$\Sigma^{v}(\lambda):=\lambda^2L_{rr}-(L_{rr}+\alpha^2G_{r\theta}).$$

Poté rovnice (17) a (18) můžeme vyjádřit

$$\begin{Bmatrix}\dfrac{U^{\ell}(r)}{\cos\alpha_{\ell}\theta}\\ \dfrac{V^{\ell}(r)}{\sin\alpha_{\ell}\theta}\end{Bmatrix}=\begin{bmatrix}\Sigma^{u}(\lambda_1^{\ell}) & \Sigma^{u}(-\lambda_1^{\ell}) & \Sigma^{u}(\lambda_2^{\ell}) & \Sigma^{u}(-\lambda_2^{\ell})\\ \Sigma^{v}(\lambda_1^{\ell}) & \Sigma^{v}(-\lambda_1^{\ell}) & \Sigma^{v}(\lambda_2^{\ell}) & \Sigma^{v}(-\lambda_2^{\ell})\end{bmatrix}\cdot \quad (19)$$
$$\begin{Bmatrix}A^{\ell}r^{\lambda_1^{\ell}}\\ B^{\ell}r^{-\lambda_1^{\ell}}\\ C^{\ell}r^{\lambda_2^{\ell}}\\ D^{\ell}r^{-\lambda_2^{\ell}}\end{Bmatrix}+\begin{bmatrix}\Theta_1^{u} & \Theta_2^{u} & \Theta_3^{u}\\ \Theta_1^{v} & \Theta_2^{v} & \Theta_3^{v}\end{bmatrix}\begin{Bmatrix}rR^{\ell}\\ F^{\ell}\\ rM^{\ell}\end{Bmatrix}.$$

Kromě toho, pro $r = a_k$ a $r = b_k$ jsou definovány hodnoty na okrajích laminy k, které tvoří mezivrstvu mezi sousedními vrstvami

$$\begin{Bmatrix}\dfrac{U^{\ell}(a_k)}{\cos\alpha_{\ell}\theta} & \dfrac{U^{\ell}(b_k)}{\cos\alpha_{\ell}\theta} & \dfrac{V^{\ell}(a_k)}{\sin\alpha_{\ell}\theta} & \dfrac{V^{\ell}(b_k)}{\sin\alpha_{\ell}\theta}\end{Bmatrix}^{\mathrm{T}}=\boldsymbol{T}\begin{Bmatrix}A^{\ell} & B^{\ell} & C^{\ell} & D^{\ell}\end{Bmatrix}^{\mathrm{T}}+\boldsymbol{t},$$

kde $\boldsymbol{t}$ je vektor, který je závislý na vlastní deformaci po dosazení r.

Posledním krokem výpočtu je vyjádření napětí v každé lamině s použitím rovnic (19) a (2). Hookeův zákon (3) stanoví napětí, které můžeme vyjádřit vztahy

$$\sigma_r^{\ell}=L_{rr}\{\lambda_1^{\ell}\Sigma^{u}(\lambda_1^{\ell})A^{\ell}r^{\lambda_1^{\ell}-1}-\lambda_1^{\ell}\Sigma^{u}(-\lambda_1^{\ell})B^{\ell}r^{-\lambda_1^{\ell}-1}+$$
$$+\lambda_2^{\ell}\Sigma^{u}(\lambda_2^{\ell})C^{\ell}r^{\lambda_2^{\ell}-1}-\lambda_2^{\ell}\Sigma^{u}(-\lambda_2^{\ell})D^{\ell}r^{-\lambda_2^{\ell}-1}+[\Delta^{\mathrm{R}}-1]R^{\ell}+$$
$$+\Delta^{M}M^{\ell}\}\cos\alpha_{\ell}\theta+L_{r\theta}\{\Pi(\lambda_1^{\ell})A^{\ell}r^{\lambda_1^{\ell}-1}+\Pi(-\lambda_1^{\ell})B^{\ell}r^{-\lambda_1^{\ell}-1}+$$
$$+\Pi(-\lambda_1^{\ell})B^{\ell}r^{-\lambda_1^{\ell}-1}+\Pi(\lambda_2^{\ell})C^{\ell}r^{\lambda_2^{\ell}-1}+\Pi(-\lambda_2^{\ell})D^{\ell}r^{-\lambda_2^{\ell}-1}+$$
$$+\Delta^{F}F^{\ell}+\Delta^{Rr}R^{\ell}r+\Delta^{Mr}M^{\ell}r\}\cos\alpha_{\ell}\theta, \quad (20)$$

$$\sigma_{\theta}^{\ell}=L_{r\theta}\{\lambda_1^{\ell}\Sigma^{u}(\lambda_1^{\ell})A^{\ell}r^{\lambda_1^{\ell}-1}-\lambda_1^{\ell}\Sigma^{u}(-\lambda_1^{\ell})B^{\ell}r^{-\lambda_1^{\ell}-1}+ \quad (21)$$
$$+\lambda_2^{\ell}\Sigma^{u}(\lambda_2^{\ell})C^{\ell}r^{\lambda_2^{\ell}-1}-\lambda_2^{\ell}\Sigma^{u}(-\lambda_2^{\ell})D^{\ell}r^{-\lambda_2^{\ell}-1}+[\Delta^{\mathrm{R}}-1]R^{\ell}+$$
$$+\Delta^{M}M^{\ell}\}\cos\alpha_{\ell}\theta+L_{\theta\theta}\{\Pi(\lambda_1^{\ell})A^{\ell}r^{\lambda_1^{\ell}-1}+\Pi(-\lambda_1^{\ell})B^{\ell}r^{-\lambda_1^{\ell}-1}+$$
$$+\Pi(\lambda_2^{\ell})C^{\ell}r^{\lambda_2^{\ell}-1}+\Pi(-\lambda_2^{\ell})D^{\ell}r^{-\lambda_2^{\ell}-1}+\Delta^{F}F^{\ell}+\Delta^{Rr}R^{\ell}r+$$
$$\Delta^{Mr}M^{\ell}r\}\cos\alpha_{\ell}\theta,$$

$$\sigma_{r\theta}^{\ell}=G_{r\theta}\{[-\Sigma^{u}(-\lambda_1^{\ell})+(\lambda_1^{\ell}-1)\Sigma^{v}(\lambda_1^{\ell})]A^{\ell}r^{\lambda_1^{\ell}-1}-[\Sigma^{u}(\lambda_1^{\ell})+$$
$$+(\lambda_1^{\ell}+1)\Sigma^{v}(\lambda_1^{\ell})]B^{\ell}r^{-\lambda_1^{\ell}-1}+[-\Sigma^{u}(-\lambda_2^{\ell})+$$
$$+(\lambda_2^{\ell}-1)\Sigma^{v}(\lambda_2^{\ell})]C^{\ell}r^{\lambda_2^{\ell}-1}-[\Sigma^{u}(\lambda_2^{\ell})+(\lambda_2^{\ell}+ \quad (22)$$
$$+1)\Sigma^{v}(\lambda_2^{\ell})]D^{\ell}r^{-\lambda_2^{\ell}-1}-\Delta^{Fr}F_{\ell}-\alpha_{\ell}\Delta^{R}R^{\ell}r-(\alpha_{\ell}\Delta^{M}+$$
$$+\frac{1}{r})M_{\ell}r\}\sin\alpha_{\ell}\theta,$$

kde $\Pi(\lambda):=\alpha_{\ell}[(\lambda)^2L_{rr}+(1-\alpha_{\ell}^2)G_{r\theta}-\lambda(L_{r\theta}+G_{r\theta})]$,

$$\Delta^{R}:=\frac{4\alpha_{\ell}^2(L_{rr}-G_{r\theta})}{(4\alpha_{\ell}-1)L_{rr}},\ \Delta^{F}:=\frac{(-\alpha_{\ell}^3+\alpha_{\ell}^2+\alpha_{\ell}+1)}{\alpha_{\ell}(\alpha_{\ell}^2-1)},$$

$$\Delta^{M}:=\frac{\alpha_{\ell}(\alpha_{\ell}^2L_{rr}-4G_{r\theta})}{(4\alpha_{\ell}-1)L_{rr}},\ \Delta^{Fr}:=\frac{2\alpha_{\ell}}{\alpha_{\ell}^2-1}$$

$$\Delta^{Rr}:=\frac{\alpha_{\ell}^3(2G_{r\theta}-L_{rr})-4\alpha_{\ell}+4\alpha_{\ell}(L_{rr}-G_{r\theta})}{(4\alpha_{\ell}-1)L_{rr}},$$

$$\Delta^{Mr}:=\frac{2\alpha_{\ell}^2(G_{r\theta}-L_{rr})+(\alpha_{\ell}^2L_{rr}-4G_{r\theta})}{(4\alpha_{\ell}-1)L_{rr}}.$$

Neznámé integrační konstanty jsou pak vyjádřeny v posunech na okraji laminy k z podmínek spojitosti posuvů a povrchových sil, resp. z předepsaných buď posuvů, nebo povrchových sil na hranicích konstrukce, jak je stručně popsáno dále.

Reakce laminové konstrukce

S cílem zavést podmínky na přechodu vrstev vyjádříme výše uvedené vzorce kompaktněji. Rovnice (20), (22) a (19) přepíšeme

$$\begin{Bmatrix}P_a^{\ell}(k)\\ P_b^{\ell}(k)\\ S_a^{\ell}(k)\\ S_a^{\ell}(k)\end{Bmatrix}=\boldsymbol{K}^{\ell}(k)\begin{Bmatrix}U_a^{\ell}(k)\\ U_b^{\ell}(k)\\ V_a^{\ell}(k)\\ V_a^{\ell}(k)\end{Bmatrix}+\boldsymbol{Q}^{\ell}(k)\begin{Bmatrix}R^{\ell}(k)\\ F^{\ell}(k)\\ M^{\ell}(k)\end{Bmatrix},$$

kde $P_a^{\ell}=2\pi\sigma_r^{\ell}a_k$, $P_b^{\ell}=2\pi\sigma_r^{\ell}b_k$, $S_a^{\ell}=2\pi\sigma_{r\theta}^{\ell}a_k$, $S_b^{\ell}=2\pi\sigma_{r\theta}^{\ell}b_k$, $\boldsymbol{K}^{\ell}$ je čtvercová matice dávající do relace povrchové síly a posuvy podél přechodu mezi laminami $r = a_k$ a $r = b_k$, $\boldsymbol{Q}^{\ell}$ je matice vztahující povrchové síly a vlastní parametry; jde o matice (4 x 4). Pro celou konstrukci musí na přechodu mezi vrstvou k a $k – 1$ platit

pro $r = a_k = b_{k-1}$,

$$P_a^{\ell}(k)+P_b^{\ell}(k-1)=P_k^{\ell},\ S_a^{\ell}(k)+S_b^{\ell}(k-1)=$$
$$=S_k^{\ell},U_a^{\ell}(k)=U_b^{\ell}(k-1),\ V_a^{\ell}(k)=V_b^{\ell}(k-1).$$

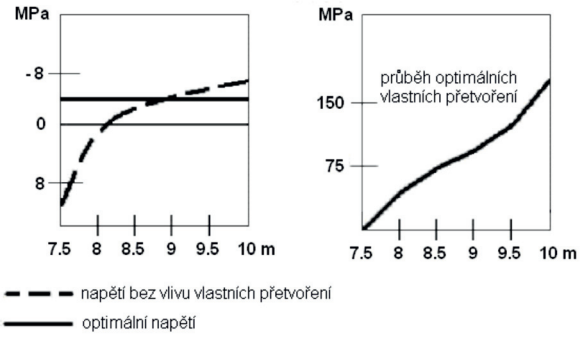
Na okrajích, pro $r = a$ a $r = b$, jsou obecně uvažována zatížení silami (vnější zatížení), které se musí také rozvinout do Fourierových řad, a koeficienty pak musí být v souladu s navazujícími vrstvami tak, aby byla dodržena rovnováha mezi vnějšími silami a napětím uvnitř krajních lamin. Z této úvahy vyplývá, že lineární algebraický systém rovnic může být formulován

$$\boldsymbol{P} = \boldsymbol{KU} + \boldsymbol{Q\mu}, \quad (23)$$

kde na pravé straně rovnice je vektor popisující mezivrstvé radiální a smykové povrchové, $\boldsymbol{K}$ je matice tuhosti, $\boldsymbol{U}$ je vektor radiálních posuvů na mezifázi, $\boldsymbol{Q}$ je příčinková matice vlastních deformací, $\boldsymbol{\mu}$ je vektor všech vlastních deformací ve vrstvě.

3. Příklad

Cílem je určit vlastní deformace v případě vybraných složek napětí, které jsou optimálně rozděleny po konstrukci. Jinými slovy, pro jednoduchost vybereme určitý návrhový parametr – vlastní deformaci, která bude jedinou neznámou, a tou bude meridiánové vlastní napětí $I(\mu_\theta^j) = \sum_k (P_k - \sum_j G_{kj}\mu_\theta^j)^2 \rightarrow$ minimum, kde G vyjadřuje vliv matice na vlastní deformaci μ_θ^j. Příklad optimálního předpětí při sinusovém zatížení v horní lamině zahrnuje optimální rozdělení vlastní deformace z *obr. 3* pro $E = 16\,680$ KPa, $v = 0{,}16$ a $\beta = \pi/2$. Vlastní deformace je vyjádřena jako sinusová nebo kosinusová funkce.



Obr. 3. Amplitudy rozložení napětí podél tloušťky oblouku a optimální rozložení předpětí

4. Závěr

Článek se zabývá optimálním předpětím v jednotlivých vrstvách části kruhového oblouku, které je řešeno na základě semianalytické numerické metody. V navrženém postupu jsou popsány základní vztahy a postup vedoucí k optimalizaci napětí na základě metody nejmenších čtverců a myšlenky analýzy transformačního pole. Pozoruhodné je, že tento přístup vede k systému lineárních algebraických rovnic pro vlastní parametry, které v našem případě simulují předpětí. Ukazuje se, že optimální stav vede na rovnoměrné rozložení napětí v meridiánovém směru. Tento směr je vybrán jako rozhodující, neboť v radiálním směru jsou napětí proti meridiánovému řádově nižší.

Lze však prokázat, že řešení není jediné. Hodnota vlastních deformací tedy např. může v jedné vybrané lamině být libovolná. V našem příkladu jsme zvolili první vnitřní laminu, která není předpjatá. Zobecnění tohoto postupu je zřejmé. Další výhodou nejednoznačnosti řešení je, že všechna předpětí mohou být tahová, což má praktický význam – těžko si lze představit, že předpínaná vlákna mohou být tlačená.

Článek vznikl v rámci projektu P105/10/0266 GA ČR.

Literatura

[1] Dvorak, G. J.: Transformation field analysis of inelastic composite materials. Proc. Roy. Soc. London. Ser. A 437, 1992, 311-327.
[2] Dvorak, G. J. – Prochazka, P. P.: Thick-walled composite cylinders with optimal fiber prestress. Composites, Part B 27B, 1996, 643-649.
[3] Dvorak, G. J. – Prochazka, P. P. – Srinivas, M. V.: Design and fabrication of submerged cylindrical laminates. Internat. J. Solids Structures 36, 1999, 3917-3943.
[4] Eshelby, J. D.: The determination of the elastic field of an ellipsoidal inclusion, and related problems. Proc. Roy. Soc. London, Ser. A 241, 1957, 376-396.
[5] Prochazka, P. P. – Sejnoha, J.: Behavior of composites on bounded domain. BE Communications 7, 1996, 6-8.
[6] Prochazka, P. P. – Sejnoha, J.: Extended Hashin-Shtrikman variational principles. Applications of Mathematics, No. 4, 49, 2004, 357-372.
[7] Lekhnitski, S. G.: Anisotropic plates. Gordon and Breach Sci. Publ. NYC – London/Paris, 1968.
[8] Chen, T. – Dvorak, G. J. – Benveniste, Y.: Stress fields in composites reinforced by coated cylindrically orthotropic fibers. Mechanics of Materials 9, 1990, 17-32.
[9] Sokolnikoff, I. S.: Mathematical theory of elasticity, 2nd edition. New York, McGraw-Hill 1996.

Využití statistických metod při technickobezpečnostním dohledu nad vodními díly

RNDr. Helena KOUTKOVÁ, CSc.
prof. Ing. Jaromír ŘÍHA, CSc.
Vysoké učení technické v Brně – Fakulta stavební

Při posuzování bezpečnosti přehrad je klíčový výkon technickobezpečnostního dohledu, jehož součástí je měření vybraných veličin. Výsledkem sledování jsou rozsáhlé soubory dat, které je třeba souhrnně zpracovat a analyzovat. Statistické metody umožňují vyhodnotit závislosti mezi měřenými veličinami, trendy v chování vodního díla, popř. extrapolaci vývoje hodnot vybraných veličin v budoucnosti, popř. při extrémním zatížení. K tomu mohou sloužit korelační počet, regresní a shluková analýza a některé další metody. Článek se zabývá analýzou nehomogenních dat a statistickou analýzou závislostí.

The use of statistical methods in technical dam surveillance

Technical surveillance is very important for the dam safety assessment. Part of the surveillance is the monitoring and analysis of selected independent and dependent quantities. The resulting extensive data sets should be analysed using statistical methods which enable the assessment of trends in dam behaviour, the relations between individual measured variables and also the prognosis and extrapolation of measured values for extreme loads of a dam. In the paper, the analysis of non-homogeneous data using cluster analysis is demonstrated at first. Correlation and regression analyses are used for the tightness and dependence analysis of the measured data. The importance of residue analysis is strongly recommended. Finally, the application of autocorrelation analysis is mentioned in brief, together with possible problems arising in the use of this method.

1. Úvod

Technickobezpečnostní dohled (TBD) v rozsahu dle [7] je klíčovou činností při hodnocení bezpečnosti a spolehlivosti tzv. určených vodních děl. Výsledkem monitoringu zejména na významných přehradách I. a II. kategorie jsou rozsáhlé soubory dat – hodnot tzv. vysvětlujících (nezávislých) a vysvětlovaných (závislých) proměnných. Všechna data není z praktických důvodů možné ani není účelné publikovat v souhrnných zprávách požadovaných vyhláškou [6]. Pro splnění cílů TBD je potřeba data souhrnně zpracovat, vyhodnotit a analyzovat. K tomu se běžně používají statistické metody umožňující vyhodnotit závislosti mezi měřenými veličinami a trendy v chování vodního díla. Snahou je především zjistit, zda nedochází k anomáliím v chování vodního díla v porovnání s dosavadním mnohaletým provozem. Cílem je také prognózovat chování díla, extrapolovat hodnoty jednotlivých, z hlediska bezpečnosti díla významných veličin pro situace s extrémním zatížením, a také odvodit mezní a kritické hodnoty sledovaných veličin [2].

Pro praktické použití statistických analýz, jako je shluková, korelační nebo regresní analýza [3], je k dispozici řada komerčních programových produktů (např. STATISTIKA, STATGRAPHICS, SPSS). Na nižší úrovni lze využít i tabulkový procesor EXCEL. Jejich rutinní používání však často svádí k nekorektním postupům mnohdy při nerespektování základních požadavků pro použití statistických metod. Někdy není respektována fyzikální povaha naměřených a zpracovávaných veličin a logika chování vodního díla. Výhodou použití uvedených programových prostředků je možnost vizualizace dat. Grafické zobrazení dat by mělo vždy statistické analýze předcházet.

Článek reaguje na výše uvedený stav a snaží se uvést zásady a základy použití uvedených statistických metod a na vybraných příkladech naznačit některá úskalí vyskytující se při jejich rutinním použití.

2. Datový soubor a jeho grafická prezentace

Při dalším výkladu bude z metodických důvodů respektován postup analýzy používaný při vyhodnocení dat v rámci TBD, který se většinou omezuje na určení těsnosti závislosti (korelace) sledovaných veličin a hledání průběhu závislostí mezi vysvětlujícími nezávislými proměnnými (příčinou) a vysvětlovanými závislými proměnnými (následky). Cílem šetření by přitom vždy mělo být hodnocení bezpečnosti vodního díla, popř. příslušného objektu ve vztahu k analyzovaným veličinám.

Protože při vysvětlování jevů na přehradách jde v podstatě vždy o analýzu více působících faktorů, je kladen důraz na vybrané metody statistické analýzy vícerozměrných dat. Ta se vyskytují v situacích, kdy u každého z N měřicích objektů (např. pozorovacích vrtů) zjišťujeme hodnoty p proměnných (znaků, veličin) $X_1, X_2, \ldots, X_p$. Dostáváme pak p-rozměrný datový soubor, který zapisujeme ve formě datové matice $\boldsymbol{D}$ typu N/p:

$$\boldsymbol{D} = \begin{bmatrix} x_{11} & \cdots & x_{1p} \\ x_{21} & \cdots & x_{2p} \\ \vdots & \cdots & \vdots \\ x_{N1} & \cdots & x_{Np} \end{bmatrix}, \qquad (1)$$

kde x_{ij} je hodnota j-té proměnné na i-tém objektu. Příkladem může být N pozorovacích vrtů, na nichž je sledováno p veličin, jimiž mohou být piezometrická úroveň, teplota vody, koncentrace látek ve vodě apod.

Sloupce datové matice se tedy vztahují k jednotlivým proměnným, tj. jde o hodnoty sledovaných proměnných, transponovaný je i-tý řádek matice $\boldsymbol{D}$ je i-té p-rozměrné pozorování.

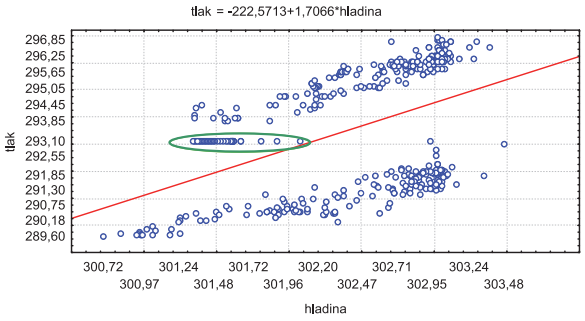
Použití statistických metod vyžaduje, aby byl zkoumán dostatečně velký datový soubor, který je reprezentativní, tj.

transponované řádky $\boldsymbol{x}_i = (x_{i1}, x_{i2}, \ldots, x_{ip})^T$, $i = 1, \ldots, N$ datové matice musí být realizací náhodného výběru $\boldsymbol{X}_1, \boldsymbol{X}_2, \ldots, \boldsymbol{X}_N$ z p-rozměrného rozdělení nějakého p-rozměrného náhodného vektoru $\boldsymbol{X} = (X_1, X_2, \ldots, X_p)^T$. Prakticky to znamená dodržení stability podmínek (např. nelze slučovat data získaná před provedením technického zásahu do díla, resp. objektu ovlivňujícího sledovaný jev, a po něm) a nezávislosti pozorování. V aplikacích se pak navíc většinou přepokládá p-rozměrné normální rozdělení.

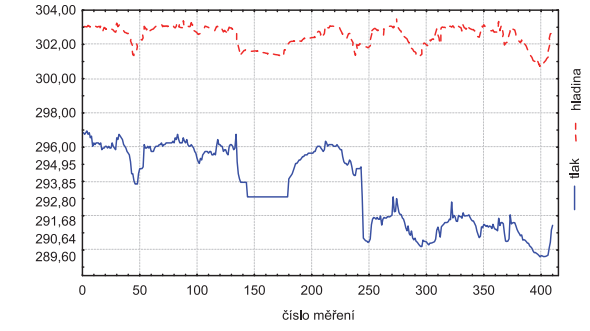
Před zpracováním datového souboru je velmi důležitá vizualizace dat, na jejímž základě lze snadno poznat, zda se v datech vyskytují odlehlá pozorování, zda se pozorování sdružují do skupin, nebo zda mezi proměnnými existuje závislost. V případě dvourozměrného (2D) nebo třírozměrného (3D) datového souboru lze jeho vlastnosti graficky znázornit pomocí 2D nebo 3D bodového diagramu, kde hodnoty proměnných chápeme jako souřadnice bodu v 2D nebo 3D prostoru. Je-li $p > 3$, používáme k vizualizaci dat metodu hlavních komponent, která informace o variabilitě obsažené v datovém souboru dokáže vyjádřit pomocí několika málo nových proměnných, získaných jako lineární kombinace původních proměnných. Data pak znázorníme v prostoru prvních dvou nebo tří hlavních komponent.

Uvažujme datový soubor získaný v rámci TBD, v němž bylo k dispozici 410 měření hodnot polohy hladiny v nádrži (dále jen „hladiny“) a piezometrické výšky ve vrtu (dále jen „tlaku“) v období od 1/3/2000 do 2/26/2007. Měřeno bylo průměrně jedenkrát za 7 dní. Nechť x_i, resp. y_i, značí zjištěné hodnoty hladiny, resp. tlaku, v i-tém pozorování. Zapíší-li se vektory pozorování (x_i, y_i) do řádků matice, získá se datová matice typu $N/2$ (tj. 410/2).

Pro prvotní informaci poslouží bodový diagram dat (*obr. 1*). Z něj je patrné, že data netvoří homogenní soubor, což je pro statistické analýzy nutný předpoklad. Jsou zde rozpoznatelné dva shluky, a navíc i „podezřelá“ měření označená v elipse. Jde o měření č. 145 až č. 179 ve dnech 11/29/2002 až 1/3/2003. Z *obrázku 2* je patrné, že tyto body zřejmě odpovídají poruše měřicího zařízení v daném období, kdy byla



Obr. 1. Bodový diagram



Obr. 2. Průběh hodnot hladiny a tlaku v závislosti na pořadí měření

zjištěna konstantní hodnota tlaku 293,10 m n. m. při proměnné hladině vody v nádrži. V další analýze byly tyto údaje vypuštěny. Zbývající data podrobíme shlukové analýze pro identifikaci příslušných shluků.

3. Shluková analýza

Cílem shlukové analýzy je roztřídění souboru N p-rozměrných pozorování do několika pokud možno homogenních skupin (shluků, clusterů). Uvedené třídění se realizuje na základě datové matice. Požaduje se, aby si pozorování uvnitř jednotlivých shluků byla co nejvíce podobná a pozorování z různých shluků se podobala co nejméně. Shluková analýza je průzkumová metoda, která má heuristický charakter.

Podobnost či nepodobnost pozorování měříme různými mírami vzdáleností. Pro kvantitativní proměnné se nejčastěji používá Euklidovská vzdálenost. Z datové matice je patrné, že i-té pozorování je charakterizováno vektorem pozorování $\boldsymbol{x}_i = (x_{i1}, x_{i2}, \ldots, x_{ip})^T$, j-té pozorování je charakterizováno vektorem pozorování $\boldsymbol{x}_j = (x_{j1}, x_{j2}, \ldots, x_{jp})^T$. Jejich Euklidovská vzdálenost

$$d_{ij} = \| \boldsymbol{x}_i - \boldsymbol{x}_j \|_E = \sqrt{\sum_{k=1}^{p} (x_{ik} - x_{jk})^2} \,. \qquad (2)$$

Čím je vzdálenost d_{ij} menší, tím jsou pozorování s indexy i a j podobnější. Vzdálenosti vypočítané pro všechna pozorování se zapisují do matice vzdáleností, která je symetrická řádu N a na hlavní diagonále má nuly.

Pro vytváření shluků existuje řada algoritmů. Je-li znám počet shluků k, můžeme např. použít metodu k-průměrů. Pokud počet k shluků neznáme, což je v aplikacích častější, používá se nejčastěji aglomerativní hierarchický algoritmus, přičemž se jednotlivé typy liší tím, jak měříme vzdálenosti mezi vytvářenými shluky.

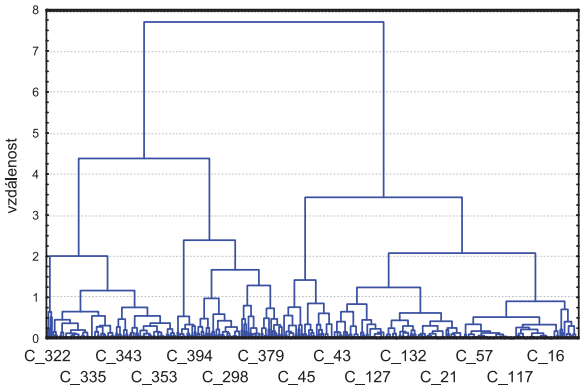
3.1 Hierarchické shlukování

Při hierarchickém shlukování se postupně slučují pozorování, a to nejprve nejbližší, a v dalších krocích pak stále vzdálenější. Dostáváme tak postupně rozklady $S^{(1)}, \ldots, S^{(N)}$ od rozkladu na jednotlivá pozorování $S^{(1)}$ až do rozkladu $S^{(N)}$, který obsahuje jediný shluk, a to celý soubor. Přitom každý předchozí rozklad $S^{(m)}$ je zjemněním následujícího $S^{(m+1)}$. Zjemnění je, že shluky v rozkladu $S^{(m)}$ vznikly rozdělením některých shluků v rozkladu $S^{(m+1)}$. Postup lze shrnout do tří kroků:

– každé pozorování považujeme za samostatný shluk;
– v matici vzdáleností najdeme dva shluky, jejichž vzdálenost je minimální;
– tyto dva shluky spojíme do nového, většího shluku. Přepočítáme matici vzdáleností. Její řád se zmenší o 1. Pokud je počet shluků $k > 1$, vrátíme se k předchozímu kroku, pokud je $k = 1$, ukončíme výpočet.

Pro výpočet vzdáleností mezi vícebodovými shluky můžeme např. použít metodu průměrné vazby, přičemž vzdálenost mezi dvěma shluky je průměrem vzdáleností mezi jejich pozorováními.

Výsledky hierarchického shlukování znázorňujeme graficky pomocí dendrogramu (*obr. 3*). Na jednu ze souřadných os se nanáší vzdálenosti hladin spojování shluků $S^{(1)}, \ldots, S^{(N)}$, na druhou osu objekty. Strom začíná N větvemi a v každém kroku se spojí dvě větve v bodu, který odpovídá příslušné hladině spojení. Z dendrogramu pro danou úroveň vzdáleností (řez dendrogramem) určíme počet k shluků i složení shluků.



Obr. 3. Dendrogram

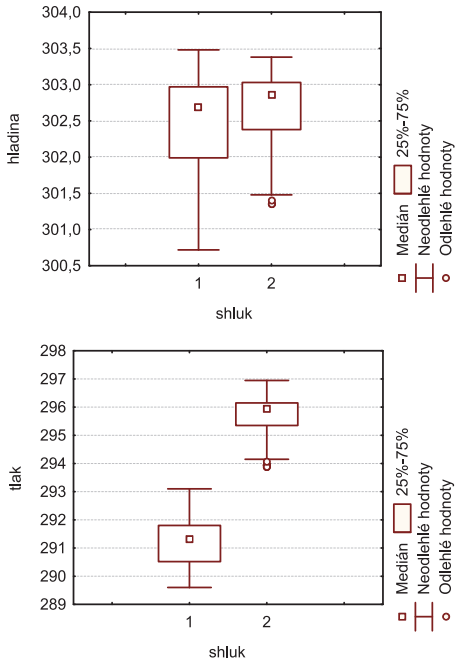
3.2 Metoda *k*-průměrů

Při této metodě je zapotřebí znát počet *k* shluků předem. Postup lze opět shrnout do tří kroků:

– náhodně se stanoví rozklad souboru N pozorování do *k* shluků;
– určí se výběrové průměry (centroidy);
– pro všechna pozorování se vypočítá vzdálenost od všech výběrových centroidů. Pozorování se zařadí do toho shluku, k jehož výběrovému centroidu má nejblíže. Pokud nedošlo k žádnému přesunu pozorování, je aktuální rozklad do shluků definitivní, v opačném případě je třeba se vrátit na předchozí krok.

Výsledek hierarchického shlukování pro data z *obr. 1* je zachycen na o*br. 3*. Pro úroveň vzdáleností 5 byly výsledkem dva výrazné shluky. Stejný výsledek poskytla metoda *k*-průměrů, pro *k* = 2. Do jednotlivých shluků byla zařazena stejná pozorování jako v případě hierarchického shlukování. Rozklad do dvou shluků je tvořen tak, jak bylo možné předpokládat z *obr. 1* po vyloučení bodů v elipse. Shluk 1, resp. 2, tvoří ta pozorování, která jsou na *obr. 1* pod grafem přímky, resp. nad ním.

V prvním shluku je 166 pozorování, ve druhém 207. Na krabicových grafech z *obr. 4* je názorně vidět, že se shluky



Obr. 4. Krabicové grafy

příliš neliší úrovní hladiny, ale liší se její variabilitou a variabilitou i úrovní tlaku. Větší variabilita tlaku v 1. shluku je způsobena větší variabilitou hladiny v 1. shluku. Na základě znalosti poměrů na vodním díle lze shluk 1 charakterizovat jako stav „po zásahu“ a shluk 2 jako situaci „před zásahem“. Zásah byl proveden mezi 17/11/2003 a 1/12/2003. V případných dalších analýzách je zapotřebí oba shluky zpracovávat zvlášť. K těmto datům se vrátíme ještě v odd. 4, kde je budeme označovat jako data A.

Nehomogenitu získaných dat způsobují také postupné projevy nestandardního chování vodního díla (vyvolané např. průsakovou erozí) nebo technické zásahy, jako např. vybudování odvodňovacího systému, utěsnění ražené tlakové štoly. Mnohdy nemusí být na první pohled zřejmé, ke kterému shluku naměřená data patří a je zapotřebí provést shlukovou analýzu. Ta může též přispět ke zpětnému hodnocení náhlých změn v systému, které vedou ke změně souvisejících sledovaných veličin (vznik trhlin v tlakových štolách, netěsnosti v injekční chodbě apod.).

4. Statistická analýza závislostí

Jedním z důvodů hledání závislostí mezi proměnnými sledovanými v rámci TBD je snaha o prognózování budoucího chování vodního díla. Dalším důvodem je umožnit extrapolaci naměřených dat pro podmínky extrémního zatížení díla (při vysokých stavech hladiny vody v nádrži, mimořádných srážkách apod.). To rovněž umožní odhalit možné trendy v časovém průběhu sledovaných dat a věrohodněji posoudit bezpečnost díla při výjimečných zatěžovacích stavech.

Předpokladem úspěchu použití statistických metod při analýze závislostí je pochopení základních pojmů a respektování předpokladů použitých metod. Na tomto místě je zapotřebí uvést, jaký typ závislosti máme na mysli.

Je-li jedna náhodná veličina funkcí jiných náhodných veličin, mluvíme o funkční (pevné, deterministické) závislosti. V reálných podmínkách přehradních děl však prakticky nikdy nelze vyloučit vliv vedlejších faktorů tak, aby se případné vztahy mezi veličinami projevovaly v čistě deterministické podobě. Proto je třeba uvažovat volnější typ závislosti, kterou je regresní závislost. O té mluvíme tehdy, když střední hodnota jedné z veličin obecně závisí na tom, jakých hodnot nabyly veličiny jiné. Regresní závislost se projevuje pouze jako určitá tendence, která je rozpoznatelná tím lépe, čím větší rozsah souboru je zkoumán. Průběhem regresní závislosti pomocí regresní funkce se zabývá regresní analýza. Odhadnutá regresní funkce nám pak umožní predikci proměnné, kterou považujeme za závislou. Dále lze ohodnotit chybu predikce a ověřovat různé hypotézy o zkoumaném vztahu.

Měřením a zkoumáním intenzity závislosti se zabývá korelační analýza. Využívají se zde vhodné bezrozměrné číselné charakteristiky, které nabývají hodnot z nějakého uzavřeného intervalu, např. <–1, 1>, nebo <0, 1>. Pomocí těchto charakteristik měříme intenzitu závislosti, od úplné nezávislosti až po funkční závislost.

Důležitým nástrojem při zkoumání závislostí číselných dat je použití různých grafů. Například bodový diagram může pomoci identifikovat různé defekty v datech, jimiž může být jejich heterogenita nebo přítomnost vlivných bodů.

4.1. Korelační analýza

V tomto odstavci neuvádíme vzorce, které lze např. najít v [3], omezujeme se pouze na jejich interpretaci.

Uvažujme nejprve dvě spojité náhodné veličiny *X* a *Y*. Tyto veličiny mohou, ale nemusí být závislé. Jsou-li závislé,

je třeba tuto jejich závislost kvantitativně ohodnotit. Nejčastěji se přes některé své nedostatky pro měření závislosti dvou náhodných veličin X a Y používá výběrový (párový) korelační koeficient R [3], který je nestranným odhadem (Pearsonova) korelačního koeficientu. Výběrový korelační koeficient R zachovává vlastnosti korelačního koeficientu. R nabývá hodnot od –1 do 1. Výběrový koeficient determinace R^2, vynásobený 100, udává, kolik procent variability veličiny Y, resp. X, lze vysvětlit lineární závislostí na veličině X, resp. Y. Někdy se zařazují hodnoty $|R|$ do pásem podle síly závislosti. Mluvíme pak o slabé, resp. střední, resp. silné, závislosti. Jeden z možných návrhů pásem je: 0,1 až 0,3, 0,3 až 0,7, 0,7 až 1,0 [4]. Koeficient R dobře měří sílu lineárního vztahu, hůře měří jiné vztahy. Zároveň si je třeba uvědomit, že jde o odhad korelačního koeficientu a že bychom naše domněnky o jeho hodnotě měli ověřit. Testy předpokládají normální rozdělení náhodného výběru z (X, Y) a lze je najít např. v [1]. Pokud náhodný výběr nepochází z normálního rozdělení, můžeme použít Spearmanův nebo Kendallův koeficient pořadové korelace [4].

Vraťme se k datům A z oddílů 2 a 3. Kdybychom vypočítali hodnotu výběrového korelačního koeficientu tlaku a hladiny v případě celého datového souboru, dostali bychom r = 0,463. Tento postup však není správný, protože nešlo o homogenní soubor a daná informace je z praktického hlediska bezcenná. V případě samostatné analýzy každého shluku zvlášť indikuje bodový diagram na *obr. 1*, že by v obou případech měly být sledované veličiny poměrně silně lineárně závislé. V případě prvního shluku je r = 0,895, v případě druhého pak r = 0,907. Jde tedy v obou případech o silnou přímou lineární závislost, protože v prvním případě lze lineární závislostí tlaku na hladině vysvětlit 80,2 %, ve druhém případě 82,3 % variability tlaku. Výpočet potvrdil informaci z bodového diagramu.

Na vodních dílech často měříme několik vzájemně souvisejících veličin. Závislá veličina Y pak závisí na více nezávislých veličinách $X_1, X_2, \ldots, X_k$ $(k \geq 2)$. Příkladem může být velikost průsaků hrází či podložím závislá na poloze hladiny v nádrži, na srážkových úhrnech nebo na teplotě vody či vzduchu (zejména u betonových přehrad). Korelace mezi veličinami Y a X_1 je pak někdy zavádějící. Může se stát, že veličiny Y a X_1 budou silně korelované, ale jejich korelace může být způsobena tím, že jsou obě značně ovlivňovány dalšími veličinami $X_2, \ldots, X_k$ (k ≥ 2). Pro hodnocení „čisté" závislosti veličin Y a X_1 je třeba případný vliv dalších veličin vyloučit. V praxi si takovou eliminaci můžeme představit tak, že sledujeme veličiny Y a X_1 za takových podmínek, při nichž se veličiny $X_2, \ldots, X_k$ nemění. Tak například pro nalezení závislosti průsaků na poloze hladiny v nádrži vybereme bezdeštné období, popř. období s obdobnou teplotou. Ve většině případů je však takový postup značně omezený přírodními podmínkami a při řešení jsme odkázáni na matematické prostředky, jak eliminovat vliv veličin $X_2, \ldots, X_k$ na závislost Y a X_1. Omezíme-li se opět na lineární vztahy, můžeme využít výběrový parciální (dílčí) korelační koeficient [3]. Parciální korelační koeficient je speciálním případem korelačního koeficientu. Jeho omezení a interpretace jsou tedy stejné.

Při měření těsnosti lineární závislosti veličiny Y na veličinách $X_1, \ldots, X_k$ se používá výběrový mnohonásobný (vícenásobný) korelační koeficient [3], který je roven odhadu korelačního koeficientu mezi veličinou Y a její nejlepší lineární aproximací založenou na veličinách $X_1, X_2, \ldots, X_k$. V literatuře můžeme najít různé vztahy pro určení výběrového mnohonásobného korelačního koeficientu, které jsou však ekvivalentní. Jeden z nich uvedeme v odst. 4.2. Vzhledem k tomu, že jde o speciální případ korelačního koeficientu, zachovává si opět jeho vlastnosti s tím rozdílem, že nabývá pouze nezáporných hodnot.

Uvažujme data B, tj. výsledky měření průsaku do levého patního drénu (náhodná veličina Y), polohy hladiny (náhodná veličina X_1) a srážkového úhrnu (náhodná veličina X_2) na vybraném vodním díle ve dnech 12/10/2000 až 2/28/2007. K dispozici máme datovou matici typu 2241/3. Realizace výběrové korelační matice náhodného vektoru (Y, X_1, X_2) je uvedena v *tab. 1*. Z tabulky je vidět, že mezi průsakem a hladinou a průsakem a srážkovým úhrnem je středně silná pozitivní korelace, mezi hladinou a úhrnem srážek je slabá pozitivní korelace.

Realizace výběrových parciálních koeficientů korelace průsaku a hladiny, průsaku a úhrnu srážek a hladiny a úhrnu srážek jsou postupně 0,702, 0,592, 0,352. Realizace výběrového mnohonásobného koeficientu korelace je 0,793, což znamená, že 62,9 % variability velikosti průsaku lze vysvětlit lineární závislostí na hladině a srážkovém úhrnu.

Tab. 1. Realizace výběrové korelační matice sledovaných veličin

Ukazatel	Průsak	Hladina	Úhrn
průsak	1	0,655	0,517
hladina	0,655	1	0,110
úhrn	0,517	0,110	1

Výběrové korelační koeficienty nemusíme počítat pouze z původních veličin, ale i z veličin transformovaných. V našem případě je např. realizace výběrového korelačního koeficientu veličin $\ln(Y)$ a $\ln(X_1)$ rovna 0,853.

4.2 Regresní analýza

Průběh závislosti hodnot náhodné veličiny Y na hodnotách náhodných veličin $X_1, \ldots, X_k$ vystihuje regresní funkce veličiny Y vzhledem k veličinám $X_1, \ldots, X_k$, tj. podmíněná střední hodnota $E(Y|\boldsymbol{x})$ náhodné veličiny Y za podmínky, že náhodný vektor $\boldsymbol{X} = (X_1, \ldots, X_k)^T$ nabyl hodnoty $\boldsymbol{x} = (x_1, \ldots, x_k)^T$. Při vyhodnocování veličin sledovaných v rámci TBD se často uvažuje lineární regresní funkce, tj. předpokládá se, že

$$y = E(Y|\boldsymbol{x}) = \beta_1 f_1(\boldsymbol{x}) + \beta_2 f_2(\boldsymbol{x}) + \ldots + \beta_m f_m(\boldsymbol{x}), \qquad (3)$$

kde $\beta_1, \beta_2, \ldots, \beta_m$ jsou neznámé parametry a $f_1 = f_1(\boldsymbol{x}), \ldots, f_m = f_m(\boldsymbol{x})$ jsou známé funkce proměnných $x_1, \ldots, x_k$, které se nazývají regresory. Označme $\boldsymbol{\beta} = (\beta_1, \ldots, \beta_k)^T$ vektorový parametr. Regresory mohou být přímo rovny hodnotám $x_1, \ldots, x_k$ nezávisle proměnných, potom

$$y = E(Y|\boldsymbol{x}) = \beta_1 x_1 + b_2 x_2 + \ldots + b_k x_k = \boldsymbol{x}^T\boldsymbol{\beta}, \qquad (4)$$

Při vyhodnocování veličin sledovaných v rámci TBD se mnohdy volí typ regresní funkce (4), kde $x_1 = 1$. To však často neodpovídá fyzikální povaze vyhodnocovaného jevu. Tak například je známo, že průsakové množství při proudění o volné hladině je funkcí kvadrátu hloubky vody v nádrži. Teoretický rozbor vztahu sledovaných veličin proto může ukázat, že může být vhodnější uvažovat funkci (3), kde jsou za nezávisle proměnné považovány veličiny $F_1 = f_1(\boldsymbol{X}), \ldots, F_m = f_m(\boldsymbol{X})$. Postup je stejný jako v případě (4). Grafem lineární regresní funkce pak např. v případě jedné nezávisle proměnné nemusí být nutně přímka, ale i parabola, hyperbola, logaritmická funkce apod.

Vektorový parametr $\boldsymbol{\beta}$ se běžně odhaduje metodou nejmenších čtverců (MNČ), aniž by se ověřovaly předpoklady, které zaručují „dobré“ vlastnosti těchto odhadů. Ty jsou zaručeny, pokud se vektor pozorování závisle proměnné řídí klasickým lineárním regresním modelem (KLRM). Označme tedy $\boldsymbol{Y} = (Y_1, \ldots, Y_N)^T$ sloupcový N-rozměrný náhodný vektor, jehož složky Y_i jsou neznámé hodnoty závisle proměnné Y za podmínky, že náhodný vektor nezávisle proměnných $\boldsymbol{X} = (X_1, \ldots, X_k)^T$ nabyl hodnoty $\boldsymbol{x}_i = (x_{i1}, \ldots, x_{ik})^T$, tj.

$$Y_i = Y|\boldsymbol{x}_i \text{ pro } i = 1, \ldots, N. \tag{5}$$

O náhodném vektoru $\boldsymbol{Y}$ říkáme, že se řídí KLRM, jestliže pro jeho střední hodnotu E($\boldsymbol{Y}$) a kovarianční matici cov($\boldsymbol{Y}$) platí

$$E(\boldsymbol{Y}) = \boldsymbol{A\beta}, \; cov(\boldsymbol{Y}) = \sigma^2\boldsymbol{I}, \tag{6}$$

kde $\boldsymbol{A}$ je regresní matice, což je v případě naší regresní funkce matice, jejíž i-tý řádek je $\boldsymbol{x}_i^T$, $i = 1, ..., N$. Jednotková matice $\boldsymbol{I}$ je typu N/N a σ^2 je neznámý parametr. KLRM (6) můžeme psát ve tvaru

$$\boldsymbol{Y} = \boldsymbol{A\beta} + \boldsymbol{\varepsilon}, \tag{7}$$

kde $\boldsymbol{\varepsilon} = (\varepsilon_1, \ldots, \varepsilon_N)^T$ je vektor náhodných chyb s nulovou střední hodnotou a kovarianční maticí $\sigma^2\boldsymbol{I}$, který je výslednicí neuvažovaných a náhodných vlivů.

V běžně používané MNČ se předpokládá, že regresní parametry mohou nabývat libovolných hodnot, tj. nejsou na ně kladeny žádné omezující požadavky. Jednoznačnost MNČ pak zaručuje regulárnost matice $\boldsymbol{A}$.

Za výše uvedených předpokladů je MNČ odhad $\hat{\boldsymbol{\beta}}$ vektorového parametru $\boldsymbol{\beta}$, tj. statistika, ve které funkce

$$S(\boldsymbol{\beta}) = (\boldsymbol{Y} - \boldsymbol{A\beta})^T (\boldsymbol{Y} - \boldsymbol{A\beta}) = \boldsymbol{\varepsilon}^T\boldsymbol{\varepsilon} \tag{8}$$

nabude absolutního minima, nejlepším nestranným lineárním odhadem parametru $\boldsymbol{\beta}$. Tedy odhady složek vektorového parametru $\boldsymbol{\beta}$ jsou lineárními kombinacemi složek vektoru $\boldsymbol{Y}$, jejich realizace kolísají okolo jejich skutečné hodnoty a mezi všemi nestrannými lineárními odhady mají nejmenší rozptyl.

Hledání MNČ odhadu $\hat{\boldsymbol{\beta}}$ pak vede na řešení soustavy normálních rovnic

$$\boldsymbol{A}^T\boldsymbol{A\beta} = \boldsymbol{A}^T\boldsymbol{Y}. \tag{9}$$

Jde o soustavu k lineárních rovnic pro neznámý vektor parametrů $\boldsymbol{\beta}$, která má v případě regulární regresní matice $\boldsymbol{A}$ právě jedno řešení

$$\hat{\boldsymbol{\beta}} = (\boldsymbol{A}^T\boldsymbol{A})^{-1}\boldsymbol{A}^T\boldsymbol{Y}. \tag{10}$$

Toto řešení je přímo hledaným odhadem vektoru $\boldsymbol{\beta}$ získaným metodou nejmenších čtverců.

Bodové odhady parametrických funkcí, tj. funkcí parametru $\boldsymbol{\beta}$, pak dostaneme tak, že za parametr $\boldsymbol{\beta}$ dosadíme jeho odhad $\hat{\boldsymbol{\beta}}$. Tak např. pro odhad vektoru $\hat{\boldsymbol{Y}}$ používáme odhad $\hat{E}(\boldsymbol{Y})$ jeho střední hodnoty $E(\boldsymbol{Y})$, tj.

$$\hat{\boldsymbol{Y}} = \hat{E}(\boldsymbol{Y}) = \boldsymbol{A}\hat{\boldsymbol{\beta}}. \tag{11}$$

Odhad $\hat{\boldsymbol{\varepsilon}}$ vektoru chyb $\boldsymbol{\varepsilon}$ je

$$\hat{\boldsymbol{\varepsilon}} = \boldsymbol{Y} - \hat{\boldsymbol{Y}}. \tag{12}$$

Složky tohoto vektoru se nazývají klasická rezidua. Bodovým odhadem regresní funkce (4) je statistika

$$\hat{E}(Y|\boldsymbol{x}) = \hat{\beta}_1x_1 + \hat{\beta}_2x_2 + \ldots + \hat{\beta}_kx_k = \boldsymbol{x}^T\hat{\boldsymbol{\beta}}. \tag{13}$$

Tuto statistiku používáme i pro bodovou předpověď konkrétní hodnoty $y|\mathbf{x}$ veličiny $Y|\mathbf{x}$.

Všechny uvedené odhady jsou za předpokladu, že se náhodný vektor $\boldsymbol{Y}$ řídí KLRM nejlepší nestranné lineární odhady. Uveďme tedy ještě jejich kovarianční matice, resp. rozptyly:

$$cov(\hat{\boldsymbol{\beta}}) = \sigma^2(\boldsymbol{A}^T\boldsymbol{A})^{-1}, \tag{14}$$

$$D(\hat{\boldsymbol{\beta}}_j) \text{ je } j\text{-tý diagonální prvek matice } cov(\hat{\boldsymbol{\beta}}), \tag{15}$$

$$D[\hat{E}(Y|\boldsymbol{x})] = D(\boldsymbol{x}^T\hat{\boldsymbol{\beta}}) = \sigma^2\boldsymbol{x}^T(\boldsymbol{A}^T\boldsymbol{A})^{-1}\boldsymbol{x}, \tag{16}$$

$$D(\hat{Y}|\boldsymbol{x}) = \sigma^2[\boldsymbol{x}^T(\boldsymbol{A}^T\boldsymbol{A})^{-1}\boldsymbol{x} + 1]. \tag{17}$$

K určení odhadů výše uvedených měr variability odhadů parametrických funkcí je zapotřebí ještě odhadnout rozptyl σ^2. Nestranným odhadem rozptylu σ^2 je statistika

$$S^2 = S_e/(N - k), \tag{18}$$

kde k je počet regresních parametrů v regresní funkci a

$$S_e = \sum_{i=1}^{N}(Y_i - \hat{Y})^2 = \sum_{i=1}^{N}\hat{\varepsilon}_i^2 = S(\hat{\beta}) = (\boldsymbol{Y} - \hat{\boldsymbol{Y}})^T(\boldsymbol{Y} - \hat{\boldsymbol{Y}}) = \hat{\boldsymbol{\varepsilon}}^T\hat{\boldsymbol{\varepsilon}} \tag{19}$$

je reziduální součet čtverců. Statistika S se nazývá směrodatná chyba modelu. Odhady směrodatných odchylek odhadů $E(Y|\boldsymbol{x})$, resp. $Y|\boldsymbol{x}$ a β_j, se nazývají směrodatné chyby těchto odhadů.

Intervaly spolehlivosti a testy hypotéz v modelu

Při vyhodnocování sledovaných veličin na vodních dílech je třeba v řadě případů určit, zda naměřené hodnoty (průsaků, tlaků, změn polohy) nevybočují výrazně z průběhu dříve naměřených hodnot, tj. zda se v chování vodního díla neprojevují anomálie či změny proti předchozímu uspokojivému chování. Tyto úvahy jsou založeny na vymezení přípustného intervalu, v němž by se hodnoty závislé veličiny při daných hodnotách nezávislých veličin měly vyskytovat. Kromě fyzikálního rozboru jevů a sledovaných veličin lze pro kontrolu naměřených dat použít také statistickou analýzu založenou na intervalových odhadech. Hledáme tedy interval, který s předem danou (dostatečně velkou) pravděpodobností rovnou $(1 - \alpha)$ překryje skutečnou hodnotu $Y|\boldsymbol{x}$. Mluvíme pak o $100(1 - \alpha)$procentním intervalovém odhadu konkrétní hodnoty $Y|\boldsymbol{x}$. Nejčastěji hledáme 95%, resp. 99%, intervalové odhady, tj. riziko odhadu α volíme 0,05, resp. 0,01. Kromě toho nás může zajímat statistická významnost závislosti závisle proměnné na konkrétní nebo konkrétních nezávisle proměnných, tj. testování hypotéz. V obou případech se již předpokládá vícerozměrné normální rozdělení vektoru náhodných chyb $\boldsymbol{\varepsilon}$ (tedy i náhodného vektoru $\boldsymbol{Y}$) nebo dostatečně velký rozsah souboru a nevelké odchylky od normálního rozdělení.

Při konstrukci intervalových odhadů a testování hypotéz vycházíme z bodových odhadů a jejich směrodatných chyb.

Například 100(1 – α)procentní intervalový odhad hodnoty $Y|\boldsymbol{x}$ je

$$\left\langle \boldsymbol{x}^T\hat{\boldsymbol{\beta}} - t(N-k-1;1-\alpha/2)\cdot\Delta_Y, \boldsymbol{x}^T\hat{\boldsymbol{\beta}} + t(N-k-1;1-\alpha/2)\cdot\Delta_Y \right\rangle, \quad (20)$$

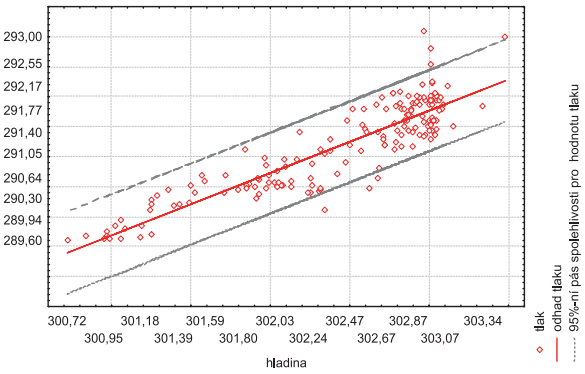
kde Δ_Y je směrodatná chyba odhadu $Y|\boldsymbol{x}$ a $t(n; \gamma)$ je 100γ procentní kvantil rozdělení $t(n)$.

K ověřování statistické významnosti parametru β_j, tj. statické významnosti závislosti Y na X_j, tj. pro test hypotézy $H_j: \beta_j = 0$ (j = 1, ..., k), lze za testovací zvolit statistiku

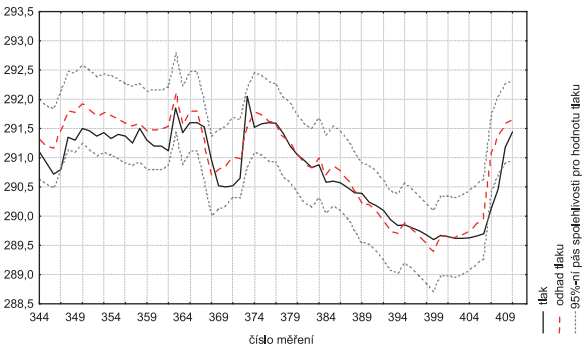
$$T_j = \frac{\hat{\beta}_j}{S_j}, \quad (21)$$

kde S_j je směrodatná chyba odhadu β_j. Statistika T_j má za platnosti H_j rozdělení $t(N\text{-}k\text{-}1)$. Proti H_j svědčí ty hodnoty T_j, které jsou vzdálené od nuly. Další intervalové odhady a testy lze nalézt v [5].

Uvažujme shluk 1 v případě dat A. Přepokládejme, že regresní funkcí je přímka. Odhad regresní funkce je $\hat{y}$ = –23,2873 + 1,0398x. Směrodatná chyba modelu je 0,341, směrodatná chyba odhadu absolutního členu, resp. směrnice, je 12,208, resp. 0,040. Absolutní člen není na hladině významnosti 0,01 statisticky významný, směrnice ano. Regresní model včetně 95% pásu spolehlivosti pro konkrétní hodnotu tlaku, který tvoří kraje příslušných intervalových odhadů, je na *obr. 5*. Pás je nejužší v bodě, jehož souřadnice jsou průměry nezávisle a závisle proměnné a směrem k větším i menším hodnotám nezávisle proměnné se rozšiřuje. S rostoucím rozsahem souboru N se šířka pásu blíží k 4S, resp. 6S, v případě rizika odhadu 0,05, resp. 0,01. Pásy se jeví rovnoběžné s regresní přímkou. Výsek regresním modelem včetně příslušného 95% pásu spolehlivosti v závislosti na pořadí měření je na *obr. 6*. Například odhad hodnoty tlaku dne 1/1/07 (č. měření 402) je 289,636, naměřená hodnota 289,62. Hodnota tlaku je s pravděpodobností aspoň 0,95 v rozmezí 288,949 až 290,320.



Obr. 5. Regresní model v případě 1. shluku



Obr. 6. Výsek regresním modelem včetně pásů spolehlivosti

Adekvátnost modelu

K posuzování adekvátnosti modelu existuje řada kritérií. Čím jsou např. směrodatné chyby odhadů a směrodatná chyba modelu menší, tím jsou odhady lepší.

Významnými kritérii shody modelovaných a pozorovaných hodnot jsou reziduální součet čtverců Se a průměrná relativní chyba modelu

$$PRA = \frac{1}{N}\sum_{i=1}^{N}\left|\frac{\hat{\varepsilon}_i}{Y_i}\right|. \quad (22)$$

Nevýhodou těchto statistik je, že nejsou omezeny shora. Hodí se tedy spíše k porovnávání kvality různých modelů. V případě, že má regresní funkce absolutní člen, je situace jednoduší. Těsnost závislosti v tomto případě můžeme měřit i výběrovým koeficientem mnohonásobné determinace

$$R^2 = 1 - S_e/S_c, \text{ kde } S_c = \sum_{i=1}^{N}(Y_i - M_Y)^2, M_Y = \frac{1}{N}\sum_{i=1}^{N}Y_i. \quad (23)$$

Ten je omezen shora číslem 1 a jeho interpretaci známe.

Dalším kritériem shody je např. testování linearity regrese. Důležité je i hodnocení extrapolačních možností modelu. Regresní modely používané při analýze dat o přehradách mají sloužit mimo jiné k předpovědi vývoje sledovaných veličin, a tím k predikci chování vodního díla. Predikční schopnosti modelu je možné zjistit použitím statistiky

$$B = \frac{S_e}{S_e^{(1)} + S_e^{(2)}}, \quad (24)$$

v níž reziduální součty s indexy odpovídají náhodně vytvořeným polovinám pozorování. Predikční schopnost modelu se hodnotí jako tím lepší, čím je B bližší 1.

V případě dat A jsme předpokládali regresní funkci s absolutním členem. Můžeme tedy pro ověřování shody dat s odhadnutým modelem využít všech výše uvedených kritérií.

Z dříve vypočítaných kritérií, zejména koeficientu determinace, plyne, že z hlediska shody pozorovaných a modelovaných hodnot jde o kvalitní modely. Tuto skutečnost potvrzuje i průměrná relativní chyba modelu *PRA*, jejíž hodnota je v 1. shluku 0,0009, ve 2. shluku 0,0008. Rezidua tedy v průměru představují 0,09 %, resp. 0,08 % hodnot vysvětlované proměnné. V případě obou shluků je směrnice přímky statisticky významná na hladině významnosti 0,01, tj. byla prokázána lineární závislost tlaku na hladině vody s rizikem omylu maximálně 1 %.V případě shluku 1, resp. 2, je hodnota testovací statistiky B ze vztahu (24) 1,02, resp. 1,01. Oba modely mají velmi dobrou predikční schopnost.

Některá kritéria kvality uvažovaných lineárních regresních modelů (značeno písmenem M) pro data B jsou uvedena v *tab. 2*. Návrh modelu M3 a M4 vyplývá z bodového diagramu dat, který příliš neindikuje lineární závislost průsaku (náhodná veličina Y) na poloze hladiny vody v nádrži (náhodná veličina X_1) a srážkovém úhrnu (náhodná veličina X_2), ale indikuje spíše nelineární průběh závislosti. Tak např. model M4 z *tab. 2* odpovídá nelineární závislosti vystižené regresní funkcí $y = \exp(\beta_0 + \beta_1 x_1 + \beta_2 x_2)$, jejíž logaritmickou transformací dostaneme regresní funkci $\ln(y) = \beta_0 + \beta_1 x_1 + \beta_2 x_2$, která je již lineární regresní funkcí.

Tab. 2. Kritéria kvality vybraných modelů

N = 2241	Regresní funkce	Směrodatná chyba		Výběrový koeficient		PRA
		modelu	parametrů	korelace	determinace	
M1	$y = -454{,}78+0{,}93x_1$	3,321	11,28; 0,02	0,655	0,428	0,31
M2	$y = 421{,}83+0{,}86x_1+0{,}08x_2$	2,678	9,14; 0,02; 0,00	0,793	0,629	0,30
M3	$\ln(y) = -82{,}63+0{,}17x_1$	0,321	1,09; 0,00	0,853	0,728	0,14
M4	$\ln(y) = 79{,}75+0{,}16x_1+0{,}01x_2$	0,271	0,93; 0,00; 0,00	0,898	0,806	0,12

Pokud chceme průběh závislosti průsaku modelovat pouze v závislosti na hladině, připadá z hlediska ukazatelů kvality modelu v *tab. 2* v úvahu z navrhovaných modelů model M3. V případě, že budeme měřit i úhrn srážek, je z uvažovaných modelů nejlepší model M4.

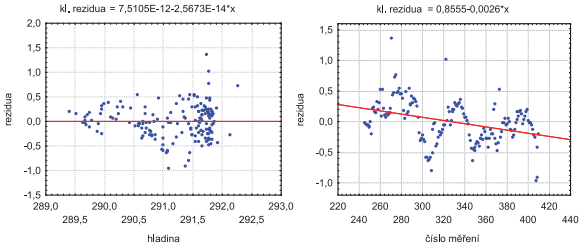
4.2 Analýza reziduí

K ověřování předpokladů o náhodné chybě, kvalitě dat, ale i k vylepšování modelu využíváme analýzu reziduí. Obecně lze říci, že jakákoli nenáhodnost zjištěná u reziduí naznačuje určité nedostatky modelu. Při analýze se vychází z klasických reziduí, která jsou nestrannými odhady náhodných chyb. Na rozdíl od nich jsou však korelovaná a mají nekonstantní rozptyl. Místo klasických se používají další typy reziduí s některými lepšími vlastnostmi pro statistickou analýzu. Dále se používají různé grafy, zejména grafy reziduí proti hodnotám predikce, hodnotám nezávisle proměnné nebo proti pořadovému číslu pozorování.

Graf reziduí proti nezávisle proměnné „hladina“ (*obr. 7*) mírně indikuje heteroskedastický model. Rozptyl podmíněných rozdělení se nejeví konstantní, má tendenci slabě růst s růstem hodnot nezávisle proměnné. Statistickými testy podle [3] však nezamítáme hypotézu o konstantním rozptylu na hladině významnosti 0,01.

Z grafu reziduí proti pořadí měření (*obr. 7*) je patrné nenáhodné cyklické kolísání, což indikuje, že navržený model není správný. Nenáhodné kolísání může být způsobeno nezařazením proměnné čas do modelu nebo autokorelací náhodných chyb. Pro test nulové hypotézy o nekorelovanosti náhodných chyb proti alternativní hypotéze o korelovanosti sousedních chyb lze použít Durbinovu-Watsonovu statistiku

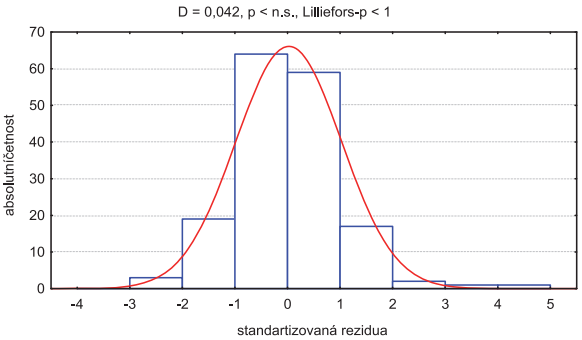
$$D = \frac{\sum_{i=2}^{N} (\hat{\varepsilon}_i - \hat{\varepsilon}_{i-1})^2}{\sum_{i=1}^{N} \varepsilon_i^2}. \qquad (25)$$



Obr. 7. Graf klasických reziduí proti nezávisle proměnné ¨ a pořadí měření

Proti nulové hypotéze svědčí hodnoty statistiky D vzdálené od čísla 2. Korelovanost náhodných chyb byla tímto testem potvrzena na hladině významnosti 0,01.

Z histogramu rozdělení standardizovaných reziduí na *obr. 8* je patrné nepříliš velké odchýlení od normálního rozdělení. Lilieforsova varianta Kolmogorovova testu shody normální rozdělení na hladině významnosti 0,05 nezamítá.



Obr. 8 Histogram standardizovaných reziduí a jeho porovnání s hustotou normálního rozdělení

4.3 Postupy při porušení předpokladů KLRM

Pokud lineární model není základní, tj. kovarianční matice náhodné chyby $\boldsymbol{\varepsilon}$ není rovna $\sigma^2\boldsymbol{I}$, ale lze ji vyjádřit ve tvaru $\sigma^2\boldsymbol{W}$, kde matice $\boldsymbol{W}$ není jednotková, mluvíme o zobecněném lineárním regresním modelu (ZLRM). Pokud je matice $\boldsymbol{W}$ regulární, hledáme odhad $\hat{\boldsymbol{\beta}}_z$ vektoru $\boldsymbol{\beta}$, tzv. zobecněnou metodu nejmenších čtverců, tj. hledáme statistiku $\hat{\boldsymbol{\beta}}_z$ ve které funkce

$$S_Z(\boldsymbol{\beta}) = (\boldsymbol{Y} - \boldsymbol{A\beta})^T \boldsymbol{W}^{-1} (\boldsymbol{Y} - \boldsymbol{A\beta}) = \boldsymbol{\varepsilon}^T\boldsymbol{W}^{-1}\boldsymbol{\varepsilon} \qquad (26)$$

nabude absolutního minima.

Z teoretického hlediska je ZLRM triviálním zobecněním KLRM, na který jej lze převést lineární transformací. Z praktického hlediska je to však horší, protože matici $\boldsymbol{W}$ obvykle neznáme a musíme najít její odhad. Pokud bychom odhad vektoru $\boldsymbol{\beta}$ v zobecněném modelu hledali stejně jako v KLRM, dostaneme obecně méně přesné odhady regresních parametrů a vychýlený a méně přesný odhad směrodatné odchylky σ modelu. ZLRM dostaneme např. v případě nekonstantnosti rozptylu náhodné chyby, tj. v případě heteroskedastického modelu, ale i v případě, že jsou náhodné chyby korelované, tj. v případě autoregresního modelu. Pomocí zobecněného modelu lze řešit i případy, v nichž jsou na regresní parametry kladeny omezující podmínky. Zde se omezíme pouze na případ autokorelace, tj. korelovanosti náhodných chyb, protože byla v případě našich dat prokázána. Ostatní případy lze nalézt např. v [3]. S autokorelací se setkáváme především v případech, kdy se pozorování vztahují k různým časovým okamžikům nebo intervalům. Můžeme se s ní setkat i v případě, že do regresního modelu nejsou zařazeny všechny významné vysvětlující proměnné.

Průběh závislosti tlaku na hladině lépe než KLRM vystihuje autoregresní model řádu 1 (AR(1)), tj. model

$$Y_i = \boldsymbol{x}_i^T\boldsymbol{\beta} + \varepsilon_i.\ \ \varepsilon_i = \varphi_1\varepsilon_{i-1} + \tau_i \ \text{ pro } \ i = 1,...,N, \qquad (27)$$

kde φ_1 je neznámý parametr a τ_i je jiná náhodná chyba, která splňuje stejné předpoklady jako náhodná chyba v KLRM a

$$\varphi_1 = \rho = cor(\varepsilon_i, \varepsilon_{i-1}),\ E(\varepsilon_i) = E(\tau_i) = 0,$$
$$D(\varepsilon_i) = \sigma_\varepsilon^2,\ D(\tau_i) = \sigma_\tau^2,\ cov(\varepsilon_i, \varepsilon_j) = \frac{\rho^{|i-j|}}{1-\rho^2}. \qquad (28)$$

Model AR(1) lze zapsat ve tvaru

$$\boldsymbol{Y} = \mathbf{A}\boldsymbol{\beta} + \boldsymbol{\varepsilon},\ E(\boldsymbol{\varepsilon}) = \boldsymbol{0},\ cov(\boldsymbol{\varepsilon}) = \sigma_i^2\boldsymbol{W},\ \boldsymbol{W} = (cov(\varepsilon_i,\varepsilon_j))_{i,j=1}^N. \qquad (29)$$

Za odhad ρ lze vzít odhad $\hat{\rho}$ korelačního koeficientu veličin ε_i, ε_{i-1}

$$\hat{\rho} = 1 - 0{,}5D, \qquad (30)$$

kde D je již zmíněná Durbinova–Watsonova statistika. Umíme tedy odhadnout matici $\boldsymbol{W}$. Model (29) lze pak převést lineární transformací na KLRM [3], ve kterém najdeme zobecněný odhad $\hat{\boldsymbol{\beta}}_z$ parametru $\boldsymbol{\beta}$, podobně tam můžeme konstruovat intervalové odhady a testovat hypotézy. Výsledky transformujeme zpět do původního modelu.

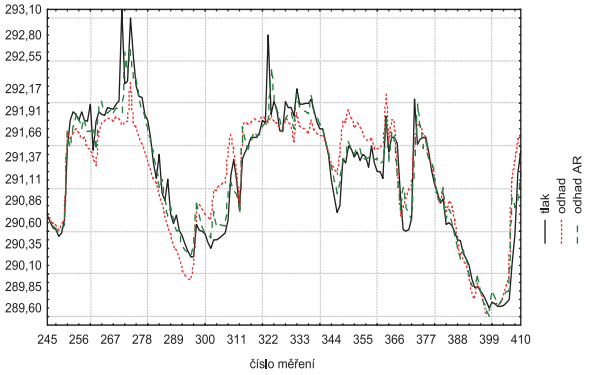
Potom pro odhad $\tilde{Y}_i$ hodnoty veličiny Y_i pomocí AR(1) dostaneme

$$\tilde{Y}_i = \boldsymbol{x}_i^T\hat{\boldsymbol{\beta}}_z + \hat{\rho}\,(Y_{i-1} - \boldsymbol{x}_{i-1}^T\hat{\boldsymbol{\beta}}_z) \text{ pro } i = 2, ..., N\,. \qquad (31)$$

V případě 1. shluku dat A dostáváme pro ρ odhad 0,735 a odhad

$$\tilde{y}_i = -6{,}171 + 1{,}040x_i - 0{,}764x_{i-1} + 0{,}735y_{i-1} \text{ pro } i = 2, ..., N.$$

Výsek autoregresním modelem spolu s regresními odhady je na *obr. 9*. Směrodatná chyba autoregresního modelu je 0,224, zatímco pro KLRM je 0,341. Šířka 95% pásu spolehlivosti pro konkrétní hodnotu tlaku je 0,896 proti šířce 1,364 tohoto pásu v KLRM. Šířka pásu je tedy o 0,234 menší, tj. představuje 65,7 % šířky pásu v KLRM.



Obr. 9. Základní a autoregresní model

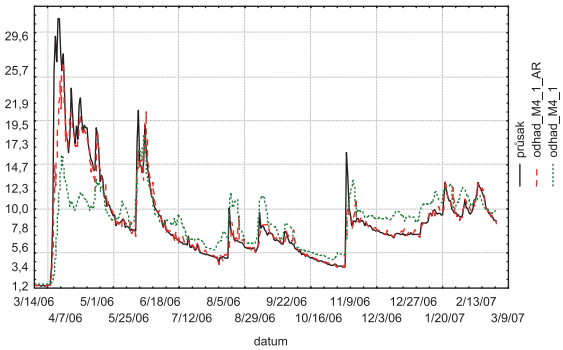
Vraťme se ještě k datům B. Jako model jsme zvolili model M4 z *tab. 2*, tj. modelovali jsme závislost hodnot ln(průsak) na hladině a úhrnu pomocí lineární závislosti. Vzhledem k velkému rozsahu souboru N = 2241 jsme jej rozdělili na dvě části – trénovací a kontrolní. Data od 12/10/2000 do 2/28/2006 jsme zvolili za část trénovací, tj. použili jsme ji pro odhad modelu. Kontrolní skupinu tvořila data zjištěná ve dnech 3/1/2006 až 2/28/2007, tj. data z posledního roku měření. Analýzou reziduí jsme došli k závěru, že lepším modelem pro ln(průsak) je opět model AR(1). Odhad regresní funkce v M4, resp. v AR(1), je

$$est[\ln(y)] = -80{,}9991 + 0{,}16581x_1 + 0{,}00064x_2 \Rightarrow \tilde{y} = \exp\{est[\ln(y)]\},$$

resp.

$$est_{AR}[\ln(y_i)] = 7{,}63255 + 0{,}16581x_{1i} + 0{,}00064x_{2i} + \\ + 0{,}15024x_{1i-1} + 0{,}00581x_{2i-1} + 0{,}90577\ln(y_{i-1}),$$

Na základě těchto odhadů jsme předpověděli hodnoty ln(průsak) a průsak pro zjištěné hodnoty hladiny a úhrnu v následujícím roce, tj. v kontrolní skupině. Předpovědi dat v kontrolní skupině jsou na *obr. 10*.



Obr. 10. Předpověď průsaku pomocí modelu M4 a AR(1) v období od 3/1/2006 až 2/28/2007

5. Závěr

Při analýze závislostí mezi jednotlivými měřenými veličinami získanými v rámci TBD je v řadě případů třeba zajistit homogenitu zpracovávaných dat. Ta může být narušena projevy nestandardního chování vodního díla nebo také technickým zásahem. Z důvodu jejich nehomogenity pak nelze vyhodnocovat data jako jeden soubor, ale je nutné vymezit homogenní podmnožiny dat získaných za stejných podmínek. K zařazení dat do příslušné skupiny lze použít metod shlukové analýzy. Jejich aplikace je účelná především v případech, kdy nejsou k dispozici údaje o technických úpravách, kdy není zcela zřejmý jejich účinek, popř. pokud je třeba identifikovat nestandardní chování přehrady. Jde například o zpětné hodnocení náhlých či postupných změn v systému či v jednotlivých konstrukčních prvcích, které vedou ke změně souvisejících sledovaných veličin. Metody shlukové analýzy nacházejí také uplatnění při identifikaci dat získaných chybným měřením.

Při analýze závislostí sledujeme dvě její vlastnosti – těsnost a průběh. Orientační informace o těchto aspektech získáme z bodového diagramu dat. Pro měření těsnosti závislosti dvou veličin se nejčastěji používá korelační koeficient, který měří těsnost lineární závislosti. Průběh závislosti modelujeme pomocí regresní funkce, u které se předpokládá, že je znám její tvar. Ten lze určit z fyzikální povahy sledovaného jevu, s využitím bodového grafu nebo zkusmo s vyhodnocením koeficientu determinace.

Regresní parametry se v aplikacích běžně odhadují metodou nejmenších čtverců. Běžně se však neověřují podmínky, které zaručují dobré vlastnosti získaných odhadů, ani se nekonstruují intervalové odhady konkrétních hodnot závisle proměnné, jejichž šířka mimo jiné svědčí také o kvalitách odhadů. V tomto směru je důležitá analýza reziduí, která umožní nejen ověřit dané předpoklady, ale i naznačí, jak model opravit v případě, že tyto předpoklady nejsou splněny.

Článek vznikl jako součást řešení projektu MZe NAZV QI92A139.

Literatura

[1] Anděl, J.: Matematická statistika. Praha, MATFYZPRESS 1993.
[2] Darbe, GR. et al.: Methods of Analysis for the Prediction and the Verification of Dam Behaviour. Swiss Committee on Dams, Wasser, Energie, Luft - 95. Jahrgang, Heft 3/4, 2003, pp. 73-110.
[3] Hebák, P. – Hustopecký, J.: Vícerozměrné statistické metody s aplikacemi. Praha, SNTL 1987.
[4] Hendl, J.: Přehled statistických metod zpracování dat. Praha, Portál 2006.
[5] Meloun, M. – Militký, J.: Statistické zpracování experimentálních dat. Praha, ARS MAGNA 1998.
[6] Vyhláška č. 471/2001 Sb., o technicko-bezpečnostním dohledu nad vodními díly.
[7] Zákon č. 254/2001 Sb., o vodách a o změně některých zákonů (vodní zákon) v platném znění.

Návrh modernizace pasportní evidence železničního svršku s využitím GIS

Ing. Martin DŽANAJ
VŠB TU Ostrava – Fakulta stavební

Železniční svršek tvoří jízdní dráhu, která nese a vede kolejová vozidla. Článek se zabývá možnostmi a zásadami modernizace jeho pasportní evidence.

Passport record modernization of rail superstructure using GIS

One of the most eminent assets of the Railway Administration Office (SŽDC) – government organization is the rail superstructure forming a railway which carries and guides railway vehicles. This opens a possibility for the evaluation of current systems and the proposal of principles for the passport record modernization.

Úvod

Pod pojmem „pasport“ nebo „pasportní evidence“ si mnoho lidí představí přítěž nebo „absurdum“ bývalého režimu. Pokud se však budeme zabývat touto problematikou podrobněji, nalezneme skutečnosti svědčící o důležitosti této disciplíny.

Pasport je technická evidence popisující objekt po stránce technické, stavební, inženýrské, legislativní a provozní, která umožňuje řídit provoz objektu, plánovat jeho rozvoj, zkrátka mít objekt pod kontrolou. Na železnici v České republice funguje systém, podle něhož se z pasportu určují tzv. udržovací jednotky. Podle jejich počtu získává správa dopravní cesty finanční zdroje ze státního rozpočtu. Pasport je tedy možno považovat za základní kámen, od něhož se odvíjí provozování každého majetku.

Jedním z nejvýznamnějších majetků Správy železniční a dopravní cesty (dále SŽDC) je železniční svršek tvořící jízdní dráhu, která nese a vede kolejová vozidla. Objekty železničního svršku a jejich uspořádání jsou předmětem evidence realizované v rámci interního informačního systému. Digitalizovaná evidence je vedena pomocí jednotných specializovaných programů. Cílem majitele je pasportní evidenci železničního svršku modernizovat, a tak se naskýtá možnost zhodnocení současných systémů a navržení efektivních zásad. Článek se zabývá možnostmi modernizace využitím Geografických informačních systémů (dále GIS) a s tím souvisejícího vyhodnocování a plánování nákladů na údržbu.

V současnosti je jediným poskytovatelem informací o datech železničního svršku zpracovatel pasportu, což klade obrovský nárok na jeho vytíženost. Ztrácí se tak efektivnost práce na samotné pasportizaci. Využití GIS jako prostředku pro zpřístupnění dat o železničním svršku umožní popisná data dále zpracovávat a vizualizovat propojením s mapou. Dále poskytne relevantní informace jak vedení a odborným správám železniční dopravní cesty prostřednictvím intranetu, tak širší veřejnosti (např. projekčním a realizačním firmám) na internetu. Komu, za jakých podmínek a jaká data železničního svršku bude poskytovat, může SŽDC stanovit. Odstraní se tak administrativní zátěž na jednotlivé zpracovatele pasportu. Geoinformační technologie umožňuje rozšířit počty uživatelů bez nutnosti ovládat složité pasportní programy. Složky plánující rozvoj a údržbu budou schopny jednoduše získat dostatečné informace (stáří, datum oprav, druh a tvar svršku, traťovou rychlost, směrový a sklonový poměr, polohu a typ přejezdů atd.) pro rozvoj a údržbu železničních tratí. Uživatel tak dostane aktuální data, která jsou nyní obnovována v půlročních cyklech při kampaních. Pasport tak nebude chápán jen jako evidence majetku obsahující tisíce dat o železničním svršku, ve které se vyzná jen zpracovatel pasportu, ale jako mocný nástroj pro efektivní plánování údržby a rozvoje železniční dopravní cesty.

Geografický informační systém je funkční celek vytvořený integrací technických a programových prostředků, dat, pracovních postupů, obsluhy, uživatelů a organizačního kontextu zaměřený na sběr, ukládání, správu, analýzu, syntézu a prezentaci prostorových dat pro potřeby popisu, analýzy, modelování a simulace okolního světa s cílem získat informace pro racionální správu a využívání tohoto světa.

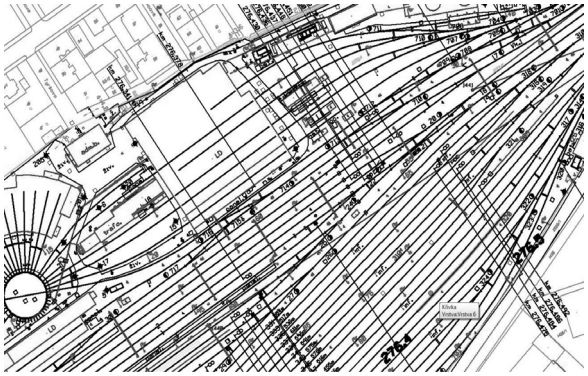
Daty popisnými se myslí především data o železničním svršku v každém metru koleje. Geografické údaje tvoří obecně různé zdroje dat (primární i sekundární). V tomto případě připadají v úvahu především mapy v analogové (lépe digitální) formě, náčrty v daném souřadnicovém systému, údaje z geodetických měření, digitalizované údaje z jiných systémů, výkresy ze systémů CAD apod. Výborným způsobem se dají použít fotogrametrické podklady a údaje z dálkového průzkumu Země.

Služba World Wide Web (www) zpřístupnila informace velkému počtu potenciálních uživatelů. Geoinformační technologie v tomto ohledu nemohly zůstat stranou. Proto byly vyvinuty technologie a postupy, které umožňují zpřístupnění geodat v prostředí webu. Celá tato oblast je označována jako geoweb. Zpřístupnění a analýza geodat prostřednictvím webu minimalizuje náklady na vybavení počítačů koncových uživatelů a umožňuje rozšířit jejich počty bez nutnosti ovládat složité pasportní programy.

Informace jsou poskytovány jak ve formě prostorových dat (zobrazení mapové situace vybrané oblasti se zvýrazněnými objekty a dostupnými informacemi v databázi), tak ve formě atributové, jež zahrnují zbylou informační stránku aplikace. Webová mapová aplikace zahrnuje i funkce pro práci s daty, a hlavně pro lepší orientaci a vyhledání informace, v nepřeberném množství poskytovaných dat [7], [8].

Propojení s mapovými podklady

Nejbližším zdrojem pro propojení popisných dat a mapových podkladů by mohla být Jednotná železniční mapa (*obr. 1*). Daty popisnými se myslí především data o železničním svršku v každém metru koleje. Je však samozřejmé, že tento proces bude potřebovat algoritmy umožňující převod různých nepravidelností uživatelského staničení dle předpisu M21



Obr. 1. Výřez z Jednotné železniční mapy, části žst. Bohumín

[6] do databáze, navíc spojené s linearizovanou grafikou. Budou patřit mezi nejsložitější a pro korektnost jejich výsledku bude nutný náročný certifikační proces.

Směrnice evropského parlamentu o zřízení infrastruktury pro prostorové informace v Evropském společenství [1] mimo jiné nařizuje specifikaci prostorových dat vytvořených obecně nad mapovými podklady železniční dopravní cesty. Stanoví datum 30.5.2019, do něhož by měly být k dispozici všechny soubory prostorových dat podle všech příloh. Na základě těchto skutečností zadalo Ministerstvo dopravy projekty CG742-084-910 [3] a CG743-016-910 [4], které řeší vytvoření systémového prostředí pro evidenci, publikaci a aktualizaci informací o železniční síti a dopravnách zobrazovaných nad státním mapovým dílem pro potřeby veřejné správy. Jeho hlavním řešitelem je CDV Praha, ČD-Telematika, a. s., a ČUZK Praha. Projekty stanovují podmínky, za jakých je možno propojit mapové podklady s daty týkajícími se železniční dopravní cesty. Závěry těchto rozsáhlých projektů lze analogicky využít pro zásady modernizace železničního svršku vzhledem k propojení dat s mapovými podklady.

Vyhodnocování a plánování nákladů na údržbu

Zahraniční poznatky jednoznačně potvrzují, že systémy pasportizace slouží nejen k evidenci majetku a poskytování technických informací stejně jako v ČR, ale rovněž jako zdroj informací o vlivech provozu na stav a opotřebení železničního svršku, prognózování dalšího vývoje technického stavu a k plánování optimálního směřování finančních prostředků. Pro rozdělování finančních prostředků v rámci železniční dopravní cesty funguje u nás systém, jehož hlavním klíčem je množství udržovacích jednotek jednotlivých správ. Tyto jednotky se vypočítávají v pasportní evidenci železničního svršku, ale to je vše, čím v současné době pasportní evidence přispívá ke způsobu rozdělování financí, což je obrovská chyba.

Na základě výsledků podrobného průzkumu lze konstatovat, že zde skutečně chybí systém, jehož výstupy by sloužily k automatickému určování výše prostředků, jež se mají vkládat do železničního provozu na základě technického stavu železniční dopravní cesty, který by zohledňoval opotřebení a technický stav jednotlivých prvků (opotřebení a technický stav má vliv na četnost provozních poruch a zvyšující se nároky na údržbu). Z tohoto důvodu se běžně v praxi stává, že zánovní úseky se modernizují a značně poškozené úseky nechávají bez povšimnutí. K vytvoření takového systému by mohla sloužit pasportní evidence železničního svršku, pokud by se do pasportu včlenila možnost evidovat aktuální technický stav prvků a příčiny poruch ve vazbě na vynaložené náklady. Systém by mohl sloužit jako zdroj informací o vlivech provozu na stav a opotřebení jízdní dráhy pro potřeby plánování zdrojů, optimální rozdělení prostředků a v neposlední řadě pro vhodné nastavení výše poplatků za používání železniční dopravní cesty, přičemž kritické meze by tvořilo dosažení maximální míry zisku při jejím provozování na straně jedné a maximální uspokojení zákazníka/uživatele dopravní cesty na straně druhé.

V současné době se všechny informace o technickém stavu železniční dopravní cesty vedou v Systému operativního řízení údržby tratí (SORUT), který umožňuje pro naplnění povinností vlastníka dráhy vést nejméně po dobu pěti let evidenci o stavu tratí (*tab. 1*). Cílem je vytvořit trvalou evidenci údajů o stavu tratí a o jejich využívání. Zdrojem jsou výstupy diagnostického systému (např. měřicího vozu pro železniční svršek, data z georadaru, elektronické pojízdné rozchodky, ultrazvukové defektoskopie) a manuálně vedené informace o výsledcích kontrolní činnosti (revize výhybek, měření dilatačních spár, ruční měření GPK). Systém operativního řízení údržby tratí je používán pouze pro sběr dat a jejich evidenci na traťových okrscích a na správách tratí. Některá data jsou předávána do centra pro celosíťové zpracování a vyhodnocení (např. defektoskopické vady a lomy kolejnic se shromažďují a vyhodnocují v Hlavním defektoskopickém středisku v Praze) [5]. Stávající verze programu nemá vazbu na přidělování finančních prostředků pro odstraňování evidovaných závad.

Tab. 1. Druhy diagnostického a kontrolního systému na ŽDC v ČR

Druh diagnostiky a měření	Cyklus	Zajišťuje	Stanoveno dokumentem
defektoskopie – nedestruktivní kontrola kolejnic, srdcovek, jazyků	3x – 1x ročně tratě v rychlostním pásmu 4 – 2	SDC	vyhl.177/1995 a ČD S 2/3
měření geometrických parametrů koleje	3x – 1x ročně dle zařazení do rychlostního pásma	TÚDC	vyhl.177/1995 a ČD S 2/3
kontrola prostorové průchodnosti	1x za 2 roky	TÚDC a SDC	vyhl.177/1995

Pokud by se vytvořilo jednotné systémové prostředí, v němž by se informace o technickém stavu v SORUT rozšířily a propojily s pasportní evidencí železničního svršku, vznikla by databáze tvořící základ systému, jehož výstupy by sloužily k automatickému určování výše prostředků, jež se mají vkládat do železničního provozu na základě technického stavu železniční dopravní cesty. Pro úspěšnou analýzu je třeba znát:

- finanční náklady (na výzkum a vývoj, stavbu, údržbu, rušení provozu, obnovu);
- konstrukci železničního svršku (kolejnice, upevnění, pražce, druh pevné jízdní dráhy, tloušťku kolejového lože);
- provozní zatížení (druhy vlaků, nápravové síly, rychlost, druh a stav podvozků);
- provozní chování jednotlivých komponentů ŽDC (např. výskyt lomů kolejnic, vývoj opotřebení pevné jízdní dráhy, pokles kolejového lože);
- opravné výkony na železničním svršku;
- životnost jednotlivých komponentů železničního svršku.

Systém pro rozdělování finančních zdrojů, vyhodnocování, plánování, sledování nákladů a produktivity je možné vytvořit za těchto podmínek:

– přiřazení inventárního čísla dlouhodobého majetku každému prvku pasportu železničního svršku nebo jiného identifikátoru (velké množství prvků je vedeno pod jedním inventárním číslem, a proto nelze dohledat příčiny poruch ve vazbě na vynaložené náklady);
– sjednocení pasportní evidence železničního svršku a SORUT do jednoho databázového prostředí, tvořícího základ pro plánování údržby a oprav;
– rozšíření informací vedených v SORUT o opravných výkonech na železničním svršku a životnosti jeho jednotlivých komponentů;
– vytvoření databázového prostředí provozního zatížení (druhy vlaků, nápravové síly, rychlosti, druh a stav podvozků) se současným přiřazením k tratím a definičním úsekům, aby se daly vyhodnotit vlivy provozního zatížení na prvky železničního svršku;
– rozúčtování nákladů tak, aby je bylo možné přiřadit až do úrovně jednotlivých prvků evidovaných v pasportech;
– vytvoření síťového prostředí a možnost získávat informace on-line v kteroukoli denní i noční dobu (díky internetu).

Pokud by byly splněny tyto podmínky, lze z takové databáze vypočítat hodnoty ojetí a závad v obloucích a přímých úsecích a předpovídat životnost kolejnic. Rovněž by se daly zjišťovat možné vztahy ke stupni ojetí a vad kolejnic takových faktorů, jako je poloměr oblouku, sklon, provozní zatížení, mazání, tvar a jakost kolejnic. Systém by mohl identifikovat úseky se špatnou geometrií koleje a kontrolovat efektivnost a účinnost udržovacích a opravných prací. Vedoucí pracovníci mohou rovněž získat okamžitý přehled o kvalitě geometrie koleje. Software může vyhledávat úseky a místa, kde je kvalita geometrie mimo normu, nebo zobrazit celkové statistiky kvality koleje v porovnání s cílovými hladinami a vývojový trend. Systém by rovněž umožňoval kvantifikaci efektivnosti provedených oprav a udržovacích prací. Díky tomu by bylo možné volit nejefektivnější způsoby prací tam, kde budou přinášet největší užitek, a naopak identifikovat příčiny neefektivní práce. Výsledkem je zvyšování efektivnosti prací při snižování nákladů. Systém by dále umožňoval posoudit práce provedené v minulosti a zjistit efektivnost konkrétních technologií, strojů, zhotovitelů, tvarů kolejnic, druhů pražců atd. Mohly by být rovněž sestaveny seznamy lokalit nesplňujících předepsané nebo stanovené hodnoty, umožňující uživateli podrobnou identifikaci příčin nežádoucích jevů. Charakteristiky o výkonech a efektivnosti jednotlivých technologií mohou být shromážděny a využity pro plánovací a prognózovací funkce. Na základě takových informací by bylo možné plánovat optimální směřování finančních prostředků.

Závěr

Propojení databáze pasportu železničního svršku s daty měření geometrie koleje ze SORUT a digitálních mapových podkladů by se dalo využívat k navigování ke konkrétním závadám. Provozní pracovníci (traťmistři) by mohli zaznamenávat skutečný stav do přenosného systému, který zahrnuje počítač s grafickým výstupem a přijímač. S rozvojem ultratenkých tabletů by nebyla realizace obtížná. Údaje o koleji by byly digitálně zaznamenávány při současném záznamu její polohy pomocí zeměpisné šířky a délky založené na počítačově zpracovaných mapových podkladech. Tyto systémy by nakonec mohly s mnohem větší přesností nahradit dosavadní systémy staničení.

Evidenční záznam může být pořízen provozním pracovníkem přímo v koleji a předán dalším uživatelům systému bez přenosových chyb a s menší pracností. U takového systému by bylo možné pouhým kliknutím zobrazit všechny typy závad zjištěných provozními pracovníky i kontrolními systémy. U každé závady by mohl být barevným kódem vyznačen její druh a závažnost. Kapacita databáze by umožňovala uživatelům přístup k integrovaným plánům kolejišť, historii udržovacích prací a zásobách, hlášení o tratích a jejích součástech a parametrům kolejí. Součástí systému by mohla být projektová dokumentace, dokumentace skutečného provedení stavby a neméně důležitá dokumentace uvedení do provozu, zejména jejich opomíjené elementy [2]. Zahrnovala by komplexní plánování kontrol, vytváření pracovních příkazů a nabídku zbytného materiálu. Vedoucí pracovník by mohl v takovém systému dávat četám příkazy k opravám závad a zaznamenávat provedené opravy a udržovací práce. Systém by udržoval a aktualizoval plány kolejí a kolejišť, které by byly přístupné na obrazovce, bylo by možné je prohlížet, v případě potřeby zvětšovat detaily přímo na trati.

Pro využití GIS jako prostředku pro modernizaci pasportu a zpřístupnění dat o železničním svršku je třeba zajistit:

– propojení databází pasportu železničního svršku s digitálním mapovým podkladem;
– sjednocení pasportní evidence železničního svršku a SORUT do jednoho databázového prostředí;
– vytvoření systémového prostředí zpracovávajícího takovouto databázi;
– možnost do systému zaznamenávat provedené opravy a udržovací práce;
– vytvoření funkční webové mapové služby;
– vytvoření síťového prostředí a možnost získávat informace on-line v kteroukoli denní i noční dobu (díky internetu).

V současnosti je jediným poskytovatelem informací o datech železničního svršku zpracovatel pasportu, což klade obrovský nárok na jeho vytíženost. Každý, kdo potřebuje jakákoli data o železničním svršku, ho musí kontaktovat. Ztrácí se tak efektivnost práce na samotné pasportizaci. Využití GIS jako prostředku pro zpřístupnění dat o železničním svršku umožní popisná data dále zpracovávat a vizualizovat v prostředí GIS (v propojení s mapou). Poskytne potřebné informace jak vedení a odborným správám železniční dopravní cesty prostřednictvím intranetu, tak širší veřejnosti (např. projekčním a realizačním firmám) na internetu. Komu, za jakých podmínek a jaká data železničního svršku bude poskytovat, si může SŽDC definovat. Odstraní se tak obrovská administrativní zátěž na jednotlivé zpracovatele pasportu. Geoinformační technologie umožňuje rozšířit počty uživatelů bez nutnosti ovládat složité pasportní programy. Složky plánující rozvoj a údržbu budou moci snadno získat dostatečné informace (stáří, historii oprav, druhu a tvaru svršku, traťové rychlosti, směrových a sklonových poměrech, poloze a typu přejezdů atd.) pro rozvoj a údržbu železničních tratí. Pasport tak nebude chápán jen jako evidence majetku obsahující tisíce dat o železničním svršku, ve kterém se vyzná jen zpracovatel pasportu, ale jako mocný nástroj pro efektivní plánování údržby a rozvoje železniční dopravní cesty.

Literatura

[1] Directive 2007/2/EC of the European Parliament and of the Council of 14 March 2007 establishing an Infrastructure for Spatial Information in the European Community (INSPIRE) [online], vystaveno 15.5.2007 [cit. 2011-04-30], http://eur-lex.europa.eu/LexUriServ/LexUriServ.do?uri=OJ:L:2007:108:0001:0014:EN:PDF

[2] Džanaj, M.: Opomíjené elementy v dokumentaci uvedení stavby do provozu. Stavebné hmoty, 6, 2010, č. 3, s. 40-41. ISSN 1336-6041
[3] Projekt CG742-084-910 Vytvoření systémového prostředí pro evidenci, publikaci a aktualizaci informací o železniční síti a dopravnách zobrazovaných nad státním mapovým dílem realizovaného pro potřeby veřejné správy. Ministerstvo dopravy ČR, 2008.
[4] Projekt CG743-016-910 Standardizovaný popis sítě železničních tratí. Ministerstvo dopravy ČR, 2010.
[5] Projekt CG922-082-910 Stanovení filozofie metodiky práce a posuzování výchozího stavu. Výzkum aktuálního stavu v oblasti alokace financí na opravu a údržbu železniční dopravní cesty. Ministerstvo dopravy ČR, 2010.
[6] Předpis ČD M21 o staničení železničních tratí
[7] Rapant, P.: Geografické informanční systémy – oč běží? [Sborník], konference „GIS Ostrava“. VŠB-TU Ostrava, 1996, s. 97-103.
[8] Rapant, P.: Úvod do geografických informačních systémů. [Učební text], VŠB-TU Ostrava, 2002, 112 s.

Retenční křivky stavebních materiálů

Ing. Martin KEPPERT, Ph.D.
Ing. Radka PERNICOVÁ
prof. Ing. Robert ČERNÝ, DrSc.
ČVUT v Praze – Fakulta stavební

Experimentální stanovení vlhkostní retenční křivky porézního materiálu je časově náročné a běžné laboratorní zařízení umožňuje její stanovení jen v omezeném rozsahu kapilárních tlaků. V článku je představena metoda pro zjištění retenční křivky na základě porozimetrických dat.

Moisture retention curves of building materials

Experimental determination of a moisture retention curve of a porous material is a time consuming procedure; furthermore, a standard experimental device enables its determination only in a limited range of pressure. A method for the moisture retention curve estimation based on the porosimetry curve is presented in the paper.

Úvod

Retenční křivka vlhkosti je základní akumulační parametr vody v porézním materiálu v nadhygroskopické oblasti. Obecně jde o závislost obsahu vlhkosti na kapilárním tlaku p_c; pro objemovou vlhkost w pak můžeme závislost zapsat

$$w = w(p_c). \tag{1}$$

Měření retenčních křivek je zavedeno v pedologii, kde se ke stanovení používá extraktor s tlakovou deskou. Použití této metody pro stavební materiály však naráží na jisté komplikace – jednak je poměrně zdlouhavé (experiment trvá řádově měsíce), jednak je rozsah dosažitelných kapilárních tlaků poměrně úzký (zpravidla v jednotkách barů).

Alternativou k přímému experimentálnímu stanovení retenční křivky pro vodu (obecně i jinou kapalinu) je její určení na základě distribuční (resp. kumulativní) křivky velikosti pórů v daném materiálu (závislost objemu pórů V_p na průměru póru d). Tuto experimentálně zjištěnou závislost je pak možné převést na retenční křivku. Objemová vlhkost jako funkce průměru póru $w(d)$ závisí na objemu pórů $V_p(d)$ vztahem (2), kde V_{pt} je celkový objem pórů materiálu a ρ_b jeho objemová hmotnost. Kapilární tlak jako funkce průměru pórů se určí pomocí povrchového napětí kapaliny σ (pro vodu při teplotě 25 °C je 0,073 N m^{-1}) (3).

$$w\,(d) = \rho_b\,(V_{pt} - V_p\,(d)), \tag{2}$$

$$p_c(d) = \frac{4\sigma}{d}. \tag{3}$$

Z popisu výpočtu retenční křivky vyplývá, že klíčovou úlohou je stanovení distribuce velikosti pórů v daném materiálu. V oboru stavebních materiálů je tradiční a nejpoužívanější metodou rtuťová porozimetrie (MIP – Mercury Intrusion Porosimetry). Principem je vtlačování rtuti do vzorku porézního materiálu (pro rtuť nesmáčivého), při němž se měří objem vtlačené rtuti v závislosti na postupně zvyšovaném tlaku. Průměr pórů rtutí intrudovaných je závislý na tlaku, s rostoucím tlakem rtuti se tato dostává do menších pórů. Jde o metodu experimentálně poměrně jednoduchou a rychlou, z hlediska použití (nejen) pro stavební materiály má však několik významných nevýhod [1]. Nejvýznamnější problém spočívá v samotném principu měření objemu vtlačené rtuti (tedy objemu pórů) v závislosti na tlaku (tedy na průměru „vstupu“ do póru). Pokud jsou totiž v materiálu zastoupeny lahvovité póry s úzkým hrdlem, je jejich objem přisouzen pórům menším, a dochází tak k posunu celé distribuční křivky k menším pórům. To je typické zejména pro materiály na bázi portlandského cementu, naopak v případě materiálů na bázi vápna, sádry nebo materiálů keramických je tento problém méně významný. Další komplikací je nepatrná velikost měřeného vzorku (řádově v jednotkách gramů), která nezajišťuje jeho dostatečnou reprezentativnost. Je zřejmé, že při měření homogenních materiálů budou výsledky korektnější než u výrazně heterogenních materiálů. Jisté limity využitelnosti MIP představuje také fakt, že indikuje pouze určitý rozsah velikosti pórů (to ovšem platí pro všechny metody měření jejich distribuce); dolní hranice průměru pórů (u moderních přístrojů jednotky nanometrů) je dána maximálním dosažitelným tlakem rtuti, horní hranice (obvykle 100 μm) pak konstrukčním uspořádáním přístroje – konkrétně hydrostatickým tlakem rtuti na vzorek na počátku měření.

Zejména v chemickém inženýrství a katalýze se pro studium textury porézních materiálů využívá metod založených na adsorpci plynu na povrchu materiálu. Nejběžnější je měření pomocí adsorpce dusíku, méně se používá krypton, zejména pro mikroporézní materiály (průměr pórů menší než 2 nm). Během experimentu se měří adsorbované množství plynu v závislosti na relativním tlaku plynu. Dolní hranice velikosti detekovaných pórů (při adsorpci dusíku) je porovnatelná s MIP, horní je cca 40 nm (průměr póru). Pro interpretaci experimentálních dat (adsorpčních izoterem) [2] byla vyvinuta řada rovnic, které umožňují zjištění měrného povrchu materiálu a distribuce velikosti pórů. Měření pomocí adsorpce dusíku je dostatečně přesné pouze pro materiály s měrným povrchem v řádu alespoň jednotek m^2 g^{-1}. Adsorpční měření poskytuje realističtější popis gelových pórů než rtuťová porozimetrie.

Článek se zabývá metodou odhadu retenční křivky porézního materiálu na základě distribuce velikosti pórů zjištěné pomocí rtuťové porozimetrie a adsorpce dusíku; metoda je ilustrována na příkladech pórobetonu a soudobého cihelného střepu. Vypočtené retenční křivky jsou porovnány s experimentálně zjištěnými hodnotami.

Experimentální část

Byly studovány dva současné zdicí materiály, a to pórobeton třídy P2-400 a cihelný střep z cihly typu Therm. Vybrané vlastnosti obou materiálů jsou shrnuty v *tab. 1*. Hustota, objemová hmotnost, celková porozita a nasycená vlhkost byly určeny pomocí vakuové nasákavosti a Archimédových vah. Z hodnot objemové hmotnosti a hustoty byl vypočten i celkový objem pórů V_{pt}. Distribuce velikosti pórů rtuťovou porozimetrií byla měřena přístroji Pascal 140 a 440 (Thermo Scientific). Při vyhodnocování bylo uvažováno povrchové napětí rtuti 0,486 N m^{-1} a kontaktní úhel rtuti a materiálu 130°. Adsorpční izotermy dusíku na vzorcích byly naměřeny přístrojem Sorptomatic 1990 (Thermo Scientific). Distribuce velikosti pórů byla vypočtena pomocí izotermy BJH [3]. Retenční křivky vlhkosti (závislost vlhkosti na kapilárním tlaku) byly určeny pomocí extraktoru s tlakovou deskou. Vzorky byly kapilárně nasyceny vodou a v extraktoru vystaveny působení tlaku. Po ustálení hmotnosti byly zváženy (a vypočtena aktuální vlhkost) a vystaveny vyššímu tlaku. Takto zjištěné dvojice tvoří výslednou retenční křivku. Z průběhu experimentu plyne, že jde o desorpční větev retenční křivky.

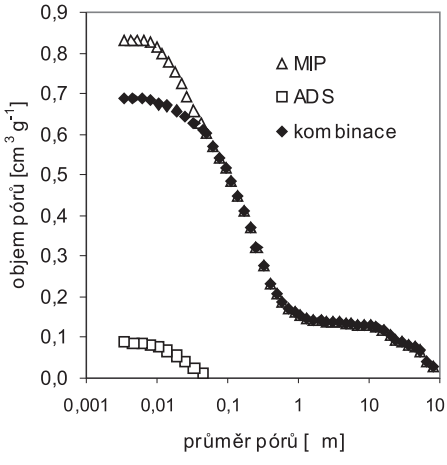
Tab. 1. Vybrané vlastnosti studovaných materiálů

Vlastnost	Označení	Jednotka	Pórobeton	Cihelný střep
hustota	ρ	kg m^{-3}	2 140	2 634
objemová hmotnost	ρ_b	kg m^{-3}	407	1 514
porozita	ψ	%	81	42,5
nasycená vlhkost	w_{sat}	m^3 m^{-3}	0,805	0,43
celkový objem pórů	V_{pt}	cm^3 g^{-1}	1,99	0,281
MIP objem pórů	V_{MIP}	cm^3 g^{-1}	0,834	0,262
ADS objem pórů	V_{ADS}	cm^3 g^{-1}	0,057	0,013
korigovaný objem pórů	V_{kor}	cm^3 g^{-1}	0,689	0,249
objem makropórů	V_m	cm^3 g^{-1}	1,301	0,032

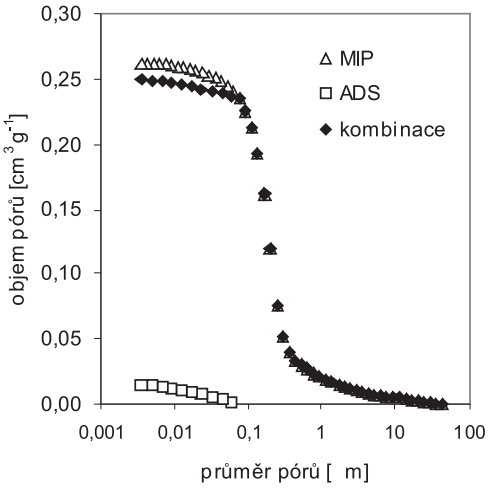
Výsledky a diskuze

Porozimetrie

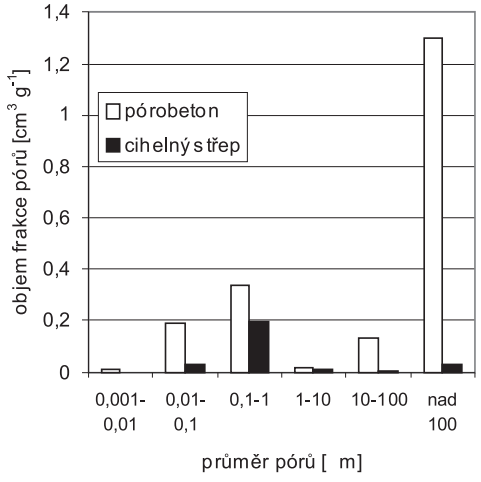
Pro pórobeton je typická přítomnost dvou pórových systémů; jeden je tvořen okem viditelnými makropóry vzniklými při napěňování pórobetonu, druhý tvoří kapilární a gelové póry přítomné ve všech silikátových materiálech. Rtuťová porozimetrie je schopna změřit póry menší než 100 μm, tomu odpovídá i zjištěná porozimetrická křivka začínající u 100 μm (*obr. 1*) a hodnota V_{MIP}, která je menší než celkový objem pórů V_{pt} (*tab. 1*). K tomu, aby mohla být křivka použita pro výpočet retenční křivky, musí být korigována. Jednak je třeba zohlednit přítomnost makropórů, jednak korigovat nadhodnocení objemu gelových pórů, způsobené přítomností lahvových pórů. Ke korekci porozimetrické křivky v oblasti malých pórů byla využita kombinace MIP s adsorpčním měřením (ADS). Maximální průměr póru zaznamenaný adsorpcí je cca 40 nm; tomu odpovídá poměrně malý objem pórů zjištěný touto metodou (V_{ADS}). Lze předpokládat, že distribuční křivka z dusíkové adsorpce popisuje příslušnou oblast materiálu mnohem přesněji než MIP. Proto byla příslušná (nadhodnocená) část MIP křivky nahrazena křivkou ADS; této korekci pak odpovídá objem pórů V_{kor}. Objem makropórů (průměr nad 100 μm) pak byl určen jako rozdíl celkového objemu pórů (V_{pt}, vypočten z hustoty a objemové hmotnosti) a V_{kor}. V případě cihelného střepu bylo postupováno stejným způsobem (*obr. 2*). Na *obrázku 3* je zřetelně pozorovatelný rozdíl v charakteru pórového systému cihelného střepu a pórobetonu, markantní je zejména rozdíl v objemu makropórů v obou materiálech.



Obr. 1. Kumulativní distribuční křivky pórobetonu zjištěné MIP a adsorpcí dusíku



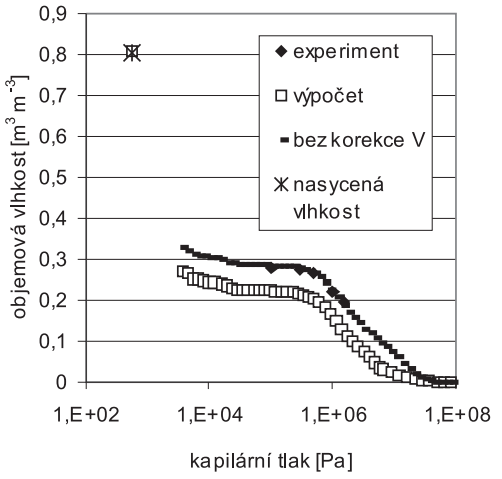
Obr. 2. Kumulativní distribuční křivky cihelného střepu zjištěné MIP a adsorpcí dusíku



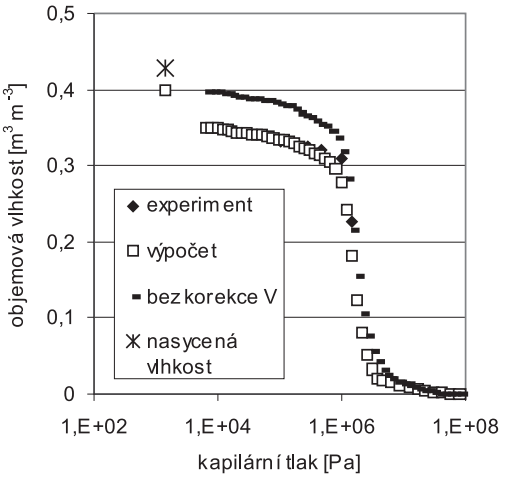
Obr. 3. Podíl jednotlivých frakcí pórů, doplněný o makropóry a korigovaný pomocí adsorpčního měření

Retenční křivky

Retenční křivka vlhkosti pro pórobeton byla určena jednak experimentálně, jednak výše popsaným způsobem na základě porozimetrických dat (*obr. 4*). Experimentálně byla určena objemová vlhkost pro pět hodnot kapilárního tlaku od 100 do 1 500 kPa. Retenční křivka vypočtená čistě na základě porozimetrické křivky MIP, tedy bez korekce pomocí adsorpčního měření (v *obr. 4* „bez korekce V"), se zdá být



Obr. 4. Experimentálně a výpočtem určené retenční křivky pórobetonu



Obr. 5. Experimentálně a výpočtem určené retenční křivky cihelného střepu

ve velmi dobrém souladu s experimentálními hodnotami, nicméně správnější je křivka korigovaná, ležící poněkud níže než experimentální hodnoty. To je dáno tím, že experimentálně zjištěné hodnoty odpovídají desorpci vlhkosti z materiálu, zatímco vypočtené z porozimetrie její sorpci. Mezi sorpční a desorpční větví se nachází jistá hystereze. První bod vypočtené retenční křivky, odpovídající maximálnímu obsahu vlhkosti, byl umístěn na hodnotu kapilárního tlaku odpovídající průměru pórů 500 μm. Tento bod reprezentuje makropóry v pórobetonu. Vypočtený maximální obsah vlhkosti je v dobrém souladu s rovněž vyznačenou hodnotou experimentálně zjištěné nasycené vlhkosti. Obdobná data pro cihelný střep jsou prezentována v *obr. 5*; jako reprezentativní průměr makropórů (jichž je však v cihelném střepu výrazně méně než v pórobetonu) byl zvolen průměr 200 μm. Hystereze mezi adsorpční a desorpční větví retenční křivky je v keramickém střepu menší než v pórobetonu, to odpovídá menšímu podílu lahvových pórů v keramice.

Závěr

Metoda pro odhad retenční křivky vlhkosti na základě porozimetrických dat umožňuje získat retenční křivku porézního materiálu za zlomek času v porovnání s přímým experimentálním stanovením. Problematickou zůstává otázka reálného popisu pórového systému stavebních materiálů, protože žádná ze současně používaných metod neposkytuje kompletní distribuci velikosti pórů v celém spektru. Pro korekci výsledků rtuťové porozimetrie proto byla navržena jednoduchá metoda. Získaná data poskytla retenční sorpční křivku, která je v souladu s přímo stanovenou desorpční větví. Uspokojivých výsledků bylo dosaženo jak u keramického střepu, kde lze očekávat dobrou shodu měření z rtuťové porozimetrie s realitou, tak u pórobetonu, kde je kombinace rtuťové porozimetrie s jinými metodami nezbytná.

Článek vznikl za podpory projektu MSM 6840770031 MŠMT ČR.

Literatura

[1] Diamond, S.: Mercury porosimetry – An inappropriate method for the measurement of pore size distributions in cement-based materials. Cement and Concrete Research, 2000, 30, 1517-1525.
[2] IUPAC: Reporting physisorption data for gas/solid systéme with special reference to the determination of surface area and porosity. Pure and Applied Chemistry, 1985, 57, 603-619.
[3] Barret, E. P. – Joyner, L. G. – Halenda, P. P.: The determination of pore volume and area distributions in porous substances. I. Computations from nitrogen isotherms. Journal of American Chemical Society, 1951, 73, 373-380.

Mobilní dešťový simulátor

Ing. Petr KAVKA, Ph.D.
Ing. Tereza DAVIDOVÁ
Ing. Barbora JANOTOVÁ
Ing. Miroslav BAUER
doc. Ing. Dr. Tomáš DOSTÁL
ČVUT v Praze – Fakulta stavební

Sledování vodní eroze je ucelený a složitý proces, a proto se k jejímu měření používá dešťových simulátorů, u kterých lze nastavit shodné počáteční podmínky simulace. Se zařízením lze simulovat dešťovou srážku přímo v terénu a sledovat vliv vegetačního krytu či různých zemědělských technologií na půdní ztrátu.

Mobile rainfall simulator

The monitoring of water erosion is a very complex and tricky process. It may be measured using the rainfall simulator in which the same initial conditions of simulation may be set. The Department of Irrigation, Drainage and Landscape Engineering has had a laboratory rainfall simulator for many years. Its use is very limited. Therefore, the Department bought a mobile rainfall simulator in 2011. The device can simulate rainfall in field conditions and measure the influence of vegetation cover and various agricultural technologies on the soil loss.

Úvod

Vodní eroze je přirozený proces, při kterém dochází k narušování půdního povrchu působením dopadajících dešťových kapek. Kapky svou kinetickou energií uvolňují půdní částice, který následně transportuje povrchový odtok po svahu dolů. Intenzitu tohoto procesu ovlivňuje řada faktorů, které může člověk do značné míry ovlivnit. V důsledku antropogenní činnosti dochází k postupnému zintenzivnění erozního procesu, a tím k narušení přirozené rovnováhy mezi odnosem a genezí půdních částic [1].

Existuje řada způsobů, jak intenzitu erozního procesu sledovat. Použití dešťových simulátorů je významnou a standardní metodou. Výsledky měření jsou využívány ke kalibraci a validaci matematických erozních modelů. Jejich hlavní výhodou je možnost nastavení jednotlivých parametrů srážkoodtokové události (délky trvání a intenzity srážky) a možnost jejich kombinace s různými pedologickými, agronomickými a morfologickými podmínkami.

Laboratorní nebo mobilní dešťové simulátory jsou využívány pro výzkum srážkoodtokových událostí, erozních a transportních proseců i mimo území České republiky, především v Německu [2] a USA [3], ale také v oblastech severní Afriky [4] a Asie [5]. Na našem území využívá podobná zařízení např. Česká zemědělská univerzita v Praze (ČZU) a Výzkumný ústav meliorací a ochrany půdy (VÚMOP). Na Katedře hydromeliorací a krajinného inženýrství Fakulty stavební ČVUT v Praze (KHMKI) se využívá laboratorní verze již od roku 2000.

Mobilní dešťový simulátor má proti laboratornímu výhodu v možnosti měření v terénu na přirozené půdě. Při simulaci lze sledovat i vliv vegetace na erozní děje, což v labolatoři není možné.



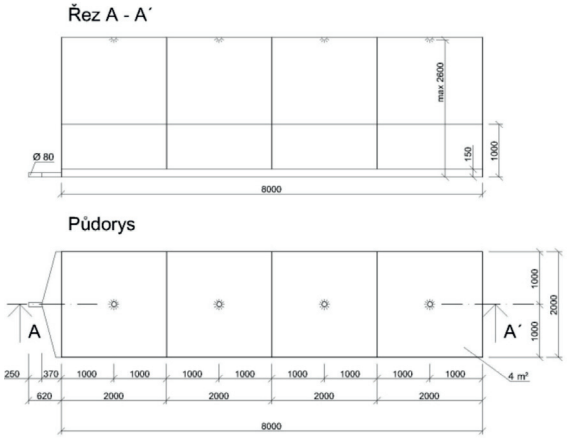
Obr. 1. Konstrukce mobilního dešťového simulátoru (řídicí část)

Mobilní dešťový simulátor

Přístroj pořízený KHMKI v roce 2011 vhodně doplňuje výzkum eroze na laboratorním dešťovém simulátoru a na dvou experimentálních územích v povodích Býkovického a Konojedského potoka. Účelem je verifikace parametrů erozních modelů především v současnosti nejpoužívanější empericky stanovenou metodou pro výpočet erozní ohroženosti, tj. univerzální rovnicí ztráty půdy (USLE) [6], [7], a fyzikálně založeným modelem SMODERP, který je na tomto pracovišti dlouhodbě vyvíjen. Pozornost bude v následujících letech orientována především na revizi faktoru C (ochranného vlivu vegetace a půdoochranných technologií), jenž je jedním ze vstupních parametrů metody USLE, a na sledování základních odtokových charakteristik (průtoku, rychlosti proudění, tečného napětí) pro potřeby simulačního modelu SMODERP.

Zařízení bylo vyvinuto ve spolupráci s Výzkumným ústavem meliorací a ochrany půdy. Základním požadavkem při návrhu konstrukce přístroje byla jednoduchá ovladatelnost pro použití v terénu.

Zařízení, sestavené firmou OZT Chrášťany v Rudné u Prahy, se skládá z nádrže na vodu o objemu 1 000 l, rozkládacího ramene se čtyřmi tryskami, elektrocentrály, čerpadla a řídicí jednotky (*obr. 1*). Ve složeném stavu je lze transportovat na přívěsném vozíku. Zadešťovaná plocha je větší než v kontejneru labolatorního dešťového simulátoru (délka 8 m, šířka 2 m). Pádová výška kapky může být proměnná, přístroj umožňuje maximálně výšku 2,6 m (*obr. 1*).



Obr. 2. Schéma zadešťované plochy mobilního přístroje

Vzhledem k potřebě nastavení různých parametrů dešťových kapek jsou trysky výměnné. V rámci systému byly v první verzi používány dvě sady trysek výrobce Spraying Systems. Typ trysky s označením WSQ označuje čtvercové trysky s rovnoměrným postřikem po celé ploše. Na základě spolupráce s VÚMOP byly vybrány trysky Spraying System WSQ 17, pro možnou spolupráci s rakouským Vodohospodářským ústavem v Petzenkirchenu trysky Spraying System WSQ 40 [8]. Při úvodních testech byl uvažován tlak na trysce WSQ 40 2,5 barů (250 kPa), u trysky WSQ 17 nižší. Pro simulace byla zvolena pádová výška kapky 2,6 m, což zajišťuje dostatečnou kinetickou energii [8], která je při simulacích přirozeného deště jedním z nejdůležitějších faktorů.

Zařízení obsahuje řídicí jednotku pro simulaci deště s proměnnou intenzitou, kterou lze programovat v pěti po sobě jdoucích blocích různé intenzity. Dokáže simulovat intenzitu deště do 120 mm·h^{-1}, nižší intenzita je nastavována přerušením umělého zadeštění. Nádrž může být napuštěna vodou z vodovodního systému nebo čerpadlem z vodního zdroje. Na přívodním potrubí jsou pro tento případ umístěny filtry proti zanesení.

Ověřování funkce

Nejdůležitější pro správnou funkci zařízení je najít optimální tlak na trysce, aby bylo dosaženo optimální rovnoměrnosti postřiku po ploše a dostatečné velikosti dešťové kapky. V první fázi bylo nutné provést základní měření průtoku na tryskách, ze kterého se dala přepočítat předpokládaná intezita deštové srážky na trysce. Dále byla sledována rovnoměrnost postřiku a přestřik mimo měřenou plochu pro uvažované sady trysek. Rovněž bylo nutné určit postup dalších zkoušek, aby zařízení bylo možné využít ke standardizovanému měření s jasně definovanými okrajovými podmínkami.

Průtokem na tryskách je míněno množství vody za čas, která proteče každou tryskou. Průtok na tryskách byl měřen objemovou metodou pomocí nádob umístěných pod jednotlivými tryskami. Ze zaznamenaného času a objemu vody v nádobě byl stanoven průtok pro každou trysku.

Rovnoměrnost postřiku a přestřik mezi tryskami byl zjištěn pomocí plastových odměrných nádob umístěných na zadešťovanou plochu. Po ukončení experimentu byly nádoby s vodou zváženy a následně vyhodnoceno rozložení intenzity deště po sledované ploše.

Cílem kalibrace bylo zjistit možnosti a stav zařízení a nastavit dešťový simulátor tak, aby jeho parametry odpovídaly co nejvíce parametrům přirozeného deště.

Kalibrace č. 1

Dešťový simulátor byl umístěn před budovou Fakulty stavební ČVUT v Praze na rovinatém místě. Byl sestaven bez ohraničujících plechů a zavětrovacích dílců z makrolonu. Instalování těchto prvků nebylo pro plánovanou kalibraci nutné. Byly realizovány dva testy, při kterých byl měřen průtok pro obě sady trysek při různém pracovním tlaku (WSQ 40 a WSQ 17). Také byla změřena a vyhodnocena rovnoměrnost rozstřiku pro trysky WQS 40 pomocí rovnoměrně rozložených odměrných nádob.



Obr. 3. Měření rovnoměrnosti rozstřiku v areálu ČVUT v Praze

- **Průtok na tryskách**

Byly testovány oba typy trysek, každý pro tři tlaky. Každý tlak byl testován minimálně třikrát po dobu 30 s (první měření pro čas 60 s). K tryskám byly umístěny nádoby, které byly předem zváženy. Průtok trysek byl pro lepší prezentaci přepočten na intenzitu. Trysky WSQ 40 byly vyhodnoceny pro

tlak 250, 300 a 350 kPa. V případě trysek WSQ 17 bylo vyhodnocení provedeno na tlaku 220, 300 a 360 kPa (*tab. 1*, *obr. 4*, *obr. 5*). Cílem bylo ověřit rozdíl průtoku u jednotlivých trysek.

● **Rovnoměrnost rozstřiku a intenzity deště**

Test rovnoměrnosti rozstřiku pro trysky WSQ 40 byl proveden pomocí plastových odměrných nádob (analogicky s postupem na laboratorním simulátoru [9]). Na plochu pod simulátorem byly umístěny nádoby rozměru 10x12 cm v síti 0,5x0,5 m. Řada jich byla umístěna přesně pod jeho osu (pod trysky). Poté byla spuštěna simulace s nastavením tlaku 30 kPa. Po čtyřech minutách byla ukončena a odměrné nádoby s vodou zváženy. Zjištěné hodnoty byly zpracovány v programu ArcGIS dvěma různými interpolačními metodami. Výsledné rozložení intenzity je zřejmé z *obr. 7*.

Kalibrace č. 2

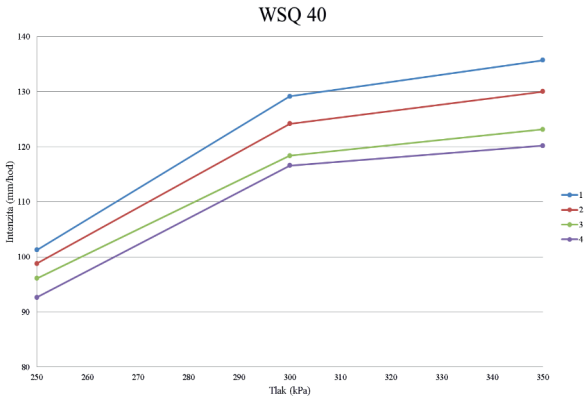
Pro první testování v terénu v listopadu 2011 bylo využito výzkumné pole České zemědělské univerzity v Praze. Na rozdíl od simulace bylo zařízení umístěno na svažitém terénu. Půda pod simulátorem byla čerstvě zoraná a uvláčená. Děšťový simulátor byl sestaven včetně ohraničujících plechů a zavětrování pomocí makrolonových dílců. Na spodní část byl položen plech, který umožnil sbírání povrchového odtoku do nádob. Do simulace v trvání 20 minut byly zapojeni i studenti předmětu Vodní hospodářství krajiny 2. Srážkové intenzity 60 mm·h-1 bylo dosaženo přerušováním srážky po 5 s (5 s déšť/5 s bez deště).

● **Odtokové charakteristiky**

V pravidelných intervalech byl odebírán povrchový odtok se sedimentem, který stékal přes sběrný plech. Nádoby byly po ukončení experimentu zváženy, byl určen objem povrchového odtoku a jeho průběh v čase. Z každé nádoby byl odebrán vzorek pro laboratorní stanovení množství transportovaného materiálu (*obr. 8*).

Tab. 1. Rozložení intenzity na tryskách

Trysky WSQ 40				Trysky WSQ 17			
tlak [kPa]	250	300	350	tlak [kPa]	220	300	360
1	101,24	129,15	135,7	1	101	113,72	128,39
2	98,77	124,17	130,02	2	100,25	112,6	128,46
3	96,08	118,35	123,15	3	90,76	100,85	116,54
4	92,64	116,58	120,19	4	91,38	103,99	120,11
celkem [mm.h^{-1}]	97,18	122,06	127,26	celkem [mm.h^{-1}]	95,85	107,79	123,38



Obr. 4. Intenzita na tryskách typu WSQ 40

Výsledky testování

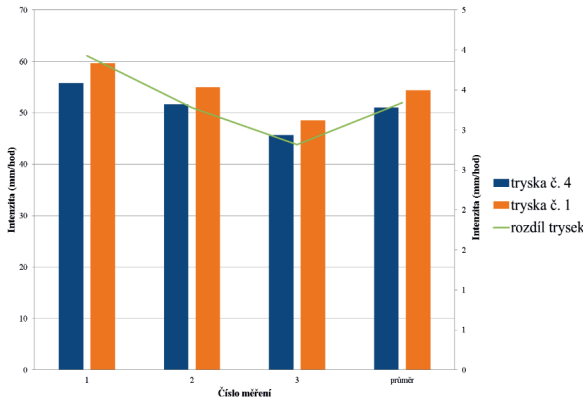
● **Průtok na tryskách**

Cílem měření bylo určit rozdíl průtoku mezi jednotlivými tryskami při různém tlaku. Měření ukázalo nejen rozdíl mezi oběma sadami trysek, ale i v průtoku mezi jednotlivými tryskami. Naměřený průtok byl vyšší pro trysky WQS 40. Z *tabulky 1*, a především grafů na *obr. 4* a *obr. 5*, je rovněž dobře vidět, že se pro každý tlak liší také intenzita pro jednotlivé trysky. U typu WSQ 40 je nejvyšší intenzity dosaženo na trysce č. 1 (nejblíže k nádrži), nejmenší intenzity na trysce č. 4 (nejdále od nádrže). U typu WSQ 17 je opět nejvyšší intenzita naměřena na trysce č. 1 (nejblíže nádrži), nejnižší je v tomto případě na trysce č. 3.



Obr. 5. Inzenzita na tryskách typu WSQ 17

Tyto hodnoty byly ověřeny i při druhém měření pouze na tryskách č. 1 a č. 4. Měření mohlo sice být ovlivněno klesající hladinou vody v nádrži, v důsledku něhož docházelo k poklesu tlaku na tryskách, a následně k poklesu intenzity srážky. I přes tyto problémy lze na základě *obr. 6* konstatovat, že tryska č. 4 (nejdále od nádrže) má ve všech případech nižší intenzitu srážky než tryska č. 1 (nejblíže k nádrži).

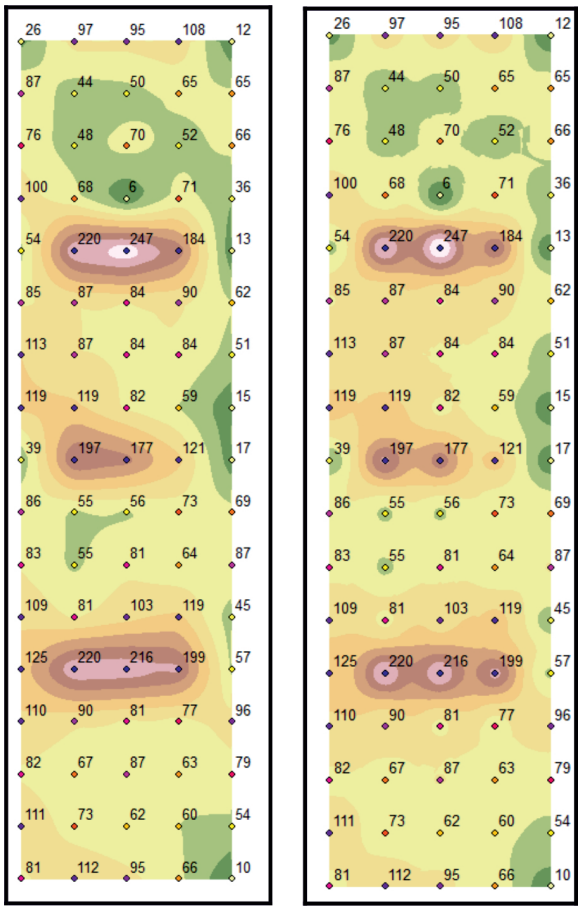


Obr. 6. Rozdíl intenzity na tryskách

● **Rovnoměrnost rozložení deště**

Změřená data byla vyhodnocena v porstředí ArcGIS. Interpolací mezi hodnotami v jednotlivých odměrných nádobách bylo určeno rozložení v celé ploše. Hodnoty získané při měření byly v programu ArcGIS (*obr. 7*) zpracovány dvěma různými způsoby interpolace (Natural Neighbor a IDW). Jak je z obrázku patrné, rozložení postřiku po ploše není ideální. Dochází k výraznému přestřiku jednotlivých trysek, naměřené hodnoty jsou v těchto místech až trojnásobné. V okrajových částech plochy jsou místa s výrazně

nižší intenzitou srážky. V rozích zadešťované plochy jsou hodnoty minimální.



Obr. 7. Rozložení interzity srážky v ploše pod dešťovým simulátorem
a – Natural Neigrhbor, *b* – IDW

Kromě grafického hodnocení rovnoměrnosti postřiku je možné i číselné pomocí vztahu [10]

$$CU = 10o\left[\frac{1-(\Sigma|X-x|)}{\Sigma X}\right],$$

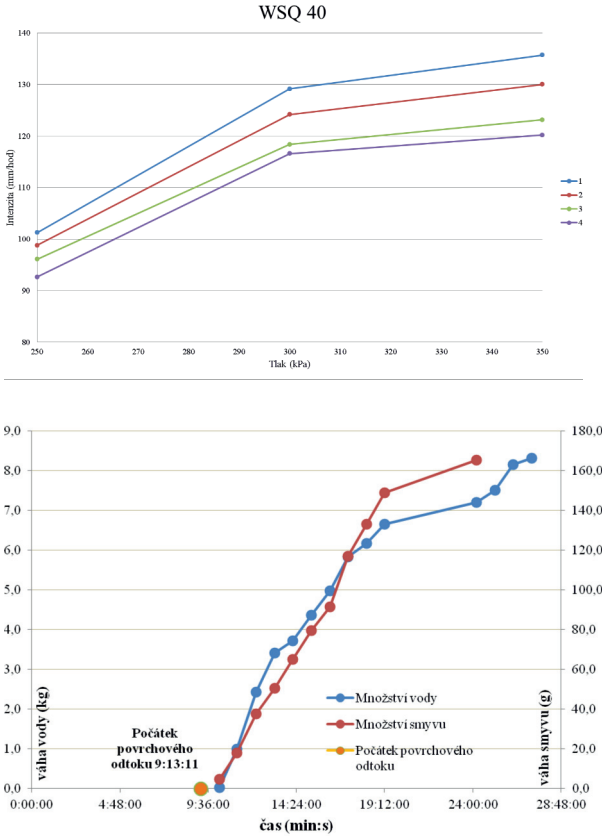
kde C_U je Christiansenův index rovnoměrnosti [%],
X – hloubka, či objem vody v testovací nádobě [mm, ml],
x – průměrná hloubka, či objem vody pro celé měření [mm, ml].

Christiansenův index rovnoměrnosti pro hodnoty prezentované na *obr. 7* je 62 %, což je hodnota proti světové literatuře velmi malá. Používaný index C_U je nad 80 % [11].

● **Povrchový odtok a eroze**

Při měření v areálu ČZU byl vyhodnocen experiment zachycující průběh povrchového odtoku a množství erodovaného materiálu v čase. Pro experiment v trvání 38 minut (znázorněn je časový interval prvních 25 minut) byla zvolena srážka intenzity 60 Fmm.h^{-1}. Množství povrchového odtoku, který začal v čase 9:13, i transportovaného materiálu, jak je zřejmé z *obr. 8*, vzrostlo.

Při transportu materiálu dochází na začátku povrchového odtoku k poklesu množství smyvu. Počáteční poměrně velké množství na začátku je dáno transpotrem snadno uvolnitelných částic na povrchu půdy. V další fázi experimetu množství materiálu narůstá v důsledku intenzivnějšího povrchového odtoku s větší erozní schopností.



Obr. 8. Průběh povrchového odtoku v čase

Plánované testy a kalibrace

Ze základního testování je zřejmé, že pro využití zařízení jsou nutné zásahy do konstrukce zařízení. Hlavním problémem je rozdílná intenzita deště na jednotlivých tryskách. Rozdíl je dán větším množstvím místních ztrát v přívodním potrubí ke vzdálenějším tryskám. Úprava bude spočívat v předělání přívodního potrubí k jednotlivým tryskám tak, aby jejich délka byla shodná. Dále budou k jednotlivým tryskám umístěny kontrolní manometry, aby bylo možné ověřit shodu tlaku, a tím i průtoku, na všech tryskách. Na takto upraveném zařízení budou testy opakovány.

Měření také ukázalo lokální nerovnoměrnost distribuce deště na ploše (*obr. 7*), která bude ověřena dalšími testy. Vzájemný přestřik jednotlivých trysek bude řešen jejich posunem v podélné ose tak, aby při zvoleném tlaku docházelo k rovnoměrnému pokrytí plochy. Nerovnoměrnost postřiku může být také ovlivněna nevhodným natočením trysek. Pro rutinní měření simulátoru bude vyrobena pomůcka k vyrovnání trysek jak v podélné, tak svislé ose.

Rovnoměrnost postřiku bude nejdříve kalibrována na jedné trysce. Bude se hledat takový tlak, při kterém tryska pokryje plochu co nejrovnoměrněji. Poté bude spočítána osová vzdálenost trysek tak, aby nedocházelo k jejich vzájemnému ovlivnění. Pro zjištění hodnot v krajních bodech bude zadešťovaná plocha pokryta sítí 0,5 · 0,5 m, ve které budou umístěny nádoby pro odběr dopadající srážky. Pro

zjištění lokálních nerovnoměrností bude detailněji změřena intezita deště pod jednou tryskou v ploše 2,5 · 2,5 m v síti 0,25 cm.

Pro možnost porovnání umělých srážek na simulátoru s přirozenými dešti je také nutné určit velikost děšťových kapek při různém tlaku. Bude stanovena metodou zachycování olejových kapek do olejové lázně a následně vyhodnocena se současným použitím spektrometru.

Závěr

Cílem příspěvku bylo představit toto ojedinělé zařízení, jeho význam a metody kalibrace. První testování mělo ověřit jeho funkčnost a nalézt základní parametry (průtok na trysce, intenzitu deště a rovnoměrnost postřiku) před jeho použitím na zemědělských pozemcích. Výsledkem bude určení optimálního tlaku a vzájemné vzdálenosti trysek tak, aby nedocházelo k přestřiku jednotlivých trysek, a zároveň bylo zajištěno dostatečné pokrytí celé plochy.

Článek vznikl za podpory projektu SGS „Experimentální výzkum srážko-odtokových a erozních procesů“ SGS OHK1-013/11 a projektu COST „Povodňové charakteristiky malých povodí“ COST LD 11031.

Literatura

[1] Janeček, M. a kol.: Ochrana zemědělské půdy před erozí. Praha, ISV 2005, 195 s.

[2] Schindewolf, M. – Schmidt, J.: Parameterization of the EROSION 2D/3D soil erosion model using a small-scale rainfall simulator and upstream runoff simulation. Catena, 2012, No. 91, pp. 47-55.

[3] Sharpley, A. – Kleinman, P.: Effect of Rainfall Simulator and Plot Scale on Overland Flow and Phosphorus Transport. Journal of Enviromental Quality, 2003, No. 32, pp. 2172-2179.

[4] Hamed, Y. et al.: Comparison between rainfall simulator erosion and observed reservoir sedimentation in an erosion-sensitive semiarid catchment. Catena, 2002, No. 50, pp. 1-16.

[5] Vahabi, J. – Nikkami, D.: Assessing dominant factors affecting soil erosion using a portable rainfall simulator. Science Direct, 2008, No. 23, pp. 376-386.

[6] Wischmeier, W. H. – Smith D. D.: Predicting rainfall erosion losses – a guide to conservation planning. Agricultural Handbook, 1978, No. 537.

[7] Wischmeier, W. H. – Smith, D. D.: Predicting rainfall-erosion losses from cropland east of the Rocky Mountains. Agricultural Handbook, 1965, No. 282, 47 p.

[8] Strauss, P. – Pitty, J. – Pfeffer, M. – Menter, A.: Rainfall Simulation for Outdoor Experiments. In: P. Jamet, J. Cornejo (eds.): Current research methods to assess the environmental fate of pesticides, pp. 329-333, INRA Editions 2000.

[9] Schwarzová, P. – Veselá, J. – Dvořák, P. – Kavka, P. – Vrána, K. a kol.: Erozní charakteristiky zemědělské půdy z experimentálních erozních ploch Třebešice. In: Revitalizace vodního systému krajiny a měst zatíženého významnými antropogenními změnami 2009. ČVUT v Praze, 2010, s. 1-7. ISBN 978-80-01-04531-2

[10] Howell, T. A.: Irrigation Efficiency. Encyclopedia of Water Science, 2003, DOI: 10.1081/E-EWS120010252

[11] Sobrinho, T. A. – Goméz-Macpherson, H. – Gómez J. A.: A portable integrated rainfall and overland flow simulator. Soil Use and Management, 2008, pp. 163-170, DOI: 10.1111/j.1475-2743.2008.00150.x

STAVEBNÍ OBZOR

ROČNÍK 20 ČÍSLO 9/2012

Navigace v dokumentu

OBSAH

Hüttner, M. – Fajman, P.
Statická analýza lanových konstrukcí deformační metodou **259**

Jiříček, P. – Foglar, M.
Numerická analýza nárazu nákladního vozidla do mostního pilíře **266**

Mikolášek, D. – Sucharda, O.
Numerické modelování spřažení dřevobetonové stropní konstrukce **272**

Klímová, M.
Model WEPP a jeho testování na experimentálních plochách **277**

Poór, P. – Kuchtová, N.
Facility management jako nástroj pro řízení podpůrných činností při správě budov **283**

Hanslianová, B.
Právní úprava stavebního využití vedlejších energetických produktů ze spalování uhlí **288**

Statická analýza lanových konstrukcí deformační metodou

Ing. Miloš HÜTTNER
doc. Ing. Petr FAJMAN, CSc.
ČVUT v Praze – Fakulta stavební

Tématem článku je statická analýza lanových soustav deformační metodou. Je objasněn princip metody a podrobně vysvětlen iterační algoritmus k nalezení finálního tvaru konstrukce. Na jednoduchém příkladu je názorně vysvětlen jeden iterační krok. Funkčnost metody je ověřena na složitějším příkladu.

Static analysis of cable structures – stiffness method

The theme of this paper is static analysis of cable structures using the stiffness method or the force density method. The principles of the method are shown and a detailed iterative algorithm finding the final shape of the structure is made. One iteration step is clearly explained on a simple example. The functionality of the method is verified on a more complex example.

Úvod

Lano – konstrukční prvek známý snad již od pravěku (lanové mosty) – se v minulosti využíval výhradně pro strojírenské účely. Do stavebnictví pronikl až na konci 19. století s rozvojem mostního stavitelství [1]. Jeho výborná ohebnost (a s ní související nulové ohybové momenty) a tahová únosnost umožňují překlenout velké vzdálenosti s minimální průřezovou plochou, a proto je výborným konstrukčním prvkem pro zastřešení velkorozponových konstrukcí. Nevýhodou lan je jejich tvarová nestálost, zvláště při lokálním zatížení. Pro pestřejší využití lanových konstrukcí je potřeba provést podrobnější analýzu.

Analýza složitějších lanových soustav však není snadná. Jde o nelineární úlohu, jejíž výsledky lze získat až s výpočetní technikou. Proto lanové konstrukce v pozemním stavitelství musely na své využití počkat až do sedmdesátých let dvacátého století. Nástup rychlých počítačů a využívání efektivních metod řešení nelineárních úloh umožňuje architektům přenést jejich odvážné vize do reálné podoby. Lanové konstrukce tak ve světě začínají rychle přibývat.

Lano v konstrukční praxi

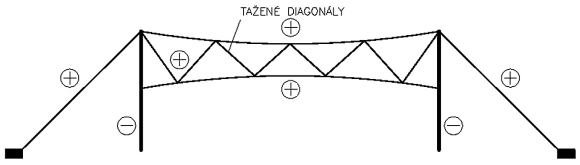
Lano může být jak z různých materiálů, tak i různě vyráběno. Ke konstrukčním účelům ve stavebnictví se využívá výhradně ocelové lano, nejčastěji z ocelí pevnosti 1 200 MPa až 2 100 MPa. Youngův modul pružnosti starých vytažených lan je zhruba 190 GPa. Dotlačováním spirálově vinutých drátků do duše lze u mladých lan dosáhnout modulu pružnosti $E = 140$ GPa [2]. Měrná tíha ocelových lan je 78 kN/m^3 a je vztažena k průřezové ploše drátků.

Dalšími možnými materiály jsou textilie (např. provazová lana u dětských a adrenalinových hřišť) a uhlík.

Konstrukční systémy

Ve stavební praxi se setkáme nejčastěji se soustavou lan v rovině nebo v prostoru propojených kloubovými spoji. Nejznámějším příkladem rovinné konstrukce je Jawerthův vazník (*obr. 1*), jehož všechny části jsou tažené. Kotvení probíhá do svislých pylonů, případně do skalního podloží. Jinou variantou může být typ se svislými lany, která přenášejí tah.

Soustava lan v prostoru může podle potřeby vytvářet pravidelnou ortogonální síť, parabolickou plochu, hyperbolickou plochu apod. Výsledný tvar střechy závisí na zastřešovaném půdorysu, návrhu architekta a na konečném provedení výrobní firmou. Konstrukce se může skládat pouze z hlavních lan, nebo z hlavních nosných lan a vedlejších stabilizačních lan, která jsou pnuta kolmo na hlavní nosná lana a zajišťují jejich stabilitu. Všechna lana jsou zpravidla kotvena do vnějších obvodových rámů (betonových či ocelových) přenášejících tlak.



Obr. 1. Schéma Jawerthova vazníku s taženými diagonálami

Analýza samostatného lana

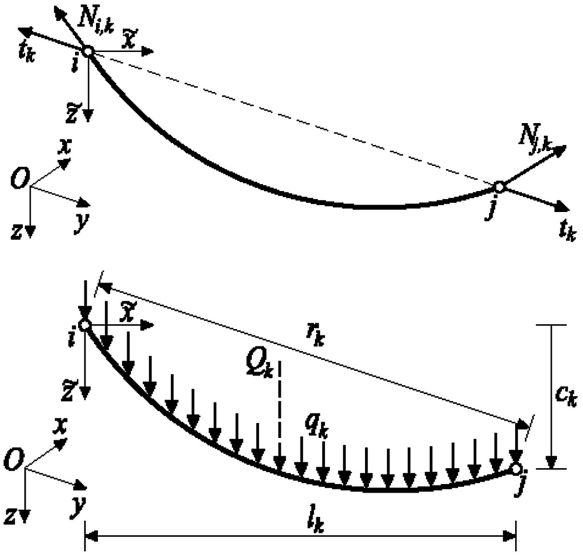
Dokonale ohebné lano lze řešit buď přímo z diferenciálních podmínek rovnováhy [3], nebo jej lze složit z většího počtu prutových prvků. Při řešení prutovými prvky však vzniká singulární matice tuhosti soustavy a je nutné soustavu numericky stabilizovat. Dále bude ukázán rozdíl mezi řešením prutovým a lanovým elementem.

Vnitřní síla v lanovém elementu – odvození základních rovnic ohebného lanového elementu je uvedeno v článku [3]. Základním předpokladem je dokonalá ohebnost a s ní související nulové ohybové momenty po celé délce lana. Pro snadnější vyjádření veličin v lanu je nutné zavést „vnitřní“ sílu t. Její význam a rozdíl od normálové síly je patrný z *obr. 2a*. Síla t se dá iteračně dopočítat z rovnice

$$g(t,r,l,c,s_0,Q)=\frac{l^2 t}{2rQ}\left[\ln\left(-\frac{2c}{l}+\frac{rQ}{lt}+\frac{\sqrt{b}}{lt}\right)-\ln\left(-\frac{2c}{l}-\frac{rQ}{lt}+\frac{\sqrt{a}}{lt}\right)\right]+$$

$$+\frac{c}{4rQ}\left(\sqrt{a}-\sqrt{b}\right)+\frac{1}{8t}\left(\sqrt{a}-\sqrt{b}\right)-s_0-\frac{t}{EA}\left(\frac{l^2}{r}+\frac{c^2}{r}+\frac{Qr^2}{12t^2}\right)=0. \qquad (1)$$

Význam symbolů je patrný z *obr. 2a*. Délka s_0 představuje volnou (výrobní) délku elementu, r vyjadřuje novou (aktuální) délku elementu, Q představuje výslednici od svislého



Obr. 2. Schéma lanového elementu délky s_0
a – význam „vnitřní“ síly *t, b* – značení geometrie a zatížení

rovnoměrného zatížení *q* působícího svisle na celou délku parabolicky zakřiveného lana, přičemž $Q = qs_0$. Délka *l* je vodorovná vzdálenost koncových bodů a *c* je svislý souřadnicový rozdíl mezi bodem *j* a *i* (může být i záporný), *E* je Youngův modul pružnosti a *A* je průřezová plocha lana. Pro lepší přehlednost výpočtu se ještě zavádějí substituce

$$a = Q^2r^2 + 4c^2t^2 + 4l^2t^2 + 4crQt;$$
$$b = Q^2r^2 + 4c^2t^2 + 4l^2t^2 - 4crQt.$$

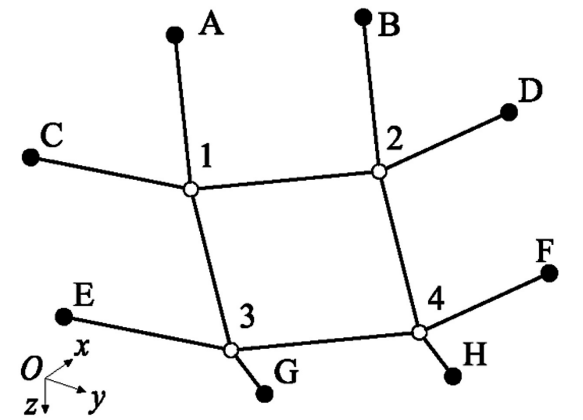
Vnitřní síla v prutovém elementu – „vnitřní“ síla *t* je normálová sílu v prutu,

$$t = \frac{EA}{s_0}\left(r - s_0\right) . \qquad (2)$$

Nelineární analýza soustavy lan – deformační metoda

Metod, jak řešit tyto soustavy, je řada, některé jsou uvedeny v [4]-[6]. V tomto článku bude popsána deformační metoda.

Pro lanové soustavy budeme předpokládat lineární chování materiálů (podmínka malých deformací jednotlivých lan) při velkých styčníkových posunech. Lanové soustavy tak budou představovat geometricky nelineární úlohu, při které se hledá stav rovnováhy na deformované konstrukci. Budeme uvažovat, že deformace konstrukce nebude mít žádný vliv na velikost a směr vnějších sil. Dá se však očekávat, že tuhost jednotlivých lan se bude měnit s deformací konstrukce. Vliv změny teploty na tvar konstrukce se nebude uvažovat.



Obr. 3. Schéma lanové soustavy (písmenné indexy značí vnější uzly s pevnou podporou, číselné vnitřní uzly)

Každý koncový bod lana se nazývá uzel. Uzel, ve kterém končí nebo začíná pouze jedno lano, se nazývá vnější a musí být podepřen pevnou (neposuvnou) podporou. Vnitřní uzel (spojuje dvě lana a více) pak může být buď pevně podepřen, nebo může být volný. Schéma značení je patrné z *obr. 3*.

Princip metody

Deformační metoda vychází z principu virtuálních posunutí, konkrétně z principu minima potenciální energie [7], [8]. Konstrukce se idealizuje a rozloží na soustavu prutů nebo lan vzájemně propojených uzly. Každý uzel může mít v prostoru až tři stupně volnosti (v rovině pak dvě). Zatížení se přepočítá na uzlové zatížení. Základní rovnice tvoří uzlové (styčníkové) podmínky rovnováhy. Základními neznámými jsou uzlové posuny v nepodepřených uzlech. Hledá se takový stav neznámých uzlových posunutí, aby všechny vnitřní síly vstupující do uzlu byly v rovnováze s vnějšími uzlovými silami. Podmínky rovnováhy se pro lineární úlohu dají zapsat v jednoduchém maticovém zápisu

$$\mathbf{Ku} = \mathbf{p} , \qquad (3)$$

kde **K** je čtvercová matice tuhosti celé soustavy, vektor **u** tvoří neznámé uzlové posuny, vektor **p** je uzlové zatížení od vnějších sil, které se získá ze zatížení styčníku a ze zatížení přilehlých prutů.

U lineárních úloh, jsou **K** a **p** zcela nezávislé na uzlových posunech, a tak maticový zápis (3) tvoří soustavu lineárních rovnic. Neznámý vektor **u** tak lze jednoduše vyjádřit

$$\mathbf{u} = \mathbf{K}^{-1}\,\mathbf{p} . \qquad (4)$$

Pro řešení rovnice (3) lze použít iteračních metod, rozkladu LUL, Gaussovu eliminaci, hledání inverzní matice atd.

Pro nelineární úlohu musí být podmínky rovnováhy splněny na deformované konstrukci a dají se zapsat v maticovém tvaru

$$(\mathbf{K}_{\text{lin}} + \mathbf{K}_\sigma + \mathbf{K}_\varepsilon)\,\mathbf{u} = \mathbf{K}_t\mathbf{u} = \mathbf{p} \qquad (5)$$

kde $\mathbf{K}_{\text{lin}}$ je lineární část tečné matice tuhosti, $\mathbf{K}_\sigma$ je část tečné matice tuhosti závislá na okamžitém stavu napjatosti a $\mathbf{K}_\varepsilon$ je závislá na okamžitém stavu deformace. Rovnice (5) se musí řešit iteračně.

Sestavení základních rovnic

Další analýza a sestavení iteračního algoritmu bude vycházet z článku [6]. Uzel *i* a do něj vstupující síly jsou znázorněny na *obr. 4*. S využitím sil *t* lze pro lanový i prutový element sestavit stejné uzlové podmínky rovnováhy. Pro každý nepodepřený uzel *i* totiž musí platit

$$\sum_k t_k \frac{x_i - x_j}{r_k} = p_{xi}\,; \quad \sum_k t_k \frac{y_i - y_j}{r_k} = p_{yi}\,; \quad \sum_k t_k \frac{z_i - z_j}{r_k} = p_{zi} + \sum_k \frac{Q_k}{2}, \qquad (6)$$

kde *t* je „vnitřní“ síla, kterou lze pro prutový element *k* vypočítat z rovnice (2) a pro lanový element *k* iteračně dopočítat

z rovnice (1), p jsou uzlové vnější síly, Q je výslednice zatížení na elementu.

V prvním kroku provedeme odvození veličin na jednom elementu k. Zavedeme vektor $\mathbf{x}$, který obsahuje souřadnice uzlů i a j. Tedy $\mathbf{x}_k = \{x_i, y_i, z_i, x_j, y_j, z_j,\}^T$. Index j značí druhý koncový bod na příslušném elementu. Dále zavedeme vektor $\mathbf{a}_k = \{x_{ij}, y_{ij}, z_{ij}\}^T$, člen x_{ij} je příslušný souřadnicový rozdíl

$$x_{ij} = x_i - x_j \,. \tag{7}$$

Vztah mezi vektorem $\mathbf{a}_k$ a vektorem $\mathbf{x}_k$ je možné definovat

$$\mathbf{a}_k = \mathbf{I}\mathbf{x}_k \,, \tag{8}$$

kde $\mathbf{I}$ je pomocná jednotková matice, která mám podobu

$$\mathbf{I} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & -1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & -1 \end{bmatrix}. \tag{9}$$

Podmínky rovnováhy (6) lze nyní pro jednotlivý element k zapsat v maticové formě

$$\mathbf{I}^T\mathbf{A}_k\mathbf{R}_k^{-1}\mathbf{t}_k = |\mathbf{I}|^T\,\mathbf{q}_k/2, \tag{10}$$

kde $\mathbf{A}_k$ je diagonální matice složená z prvků vektoru $\mathbf{a}$, $\mathbf{R}_k^{-1}$ je diagonální matice; $\mathbf{R}_k^{-1} = \mathrm{diag}\{1/r, 1/r, 1/r\}$, vektor $\mathbf{t}_k = \{t, t, t\}^T$, matice $|\mathbf{I}|$ je matice absolutních hodnot získaná z prvků matice $\mathbf{I}$, vektor $\mathbf{q}_k$ má význam uzlového zatížení z prutu. $\mathbf{q}_k = \{0, 0, Q\}^T$.

Vektory $\mathbf{A}_k$, $\mathbf{R}_k^{-1}$ a $\mathbf{t}_k$ z rovnice (10) jsou funkcí vektoru uzlových souřadnic $\mathbf{x}_k$. Je možné tedy zavést funkci $\mathbf{f}(\mathbf{x}_k)$

$$\mathbf{f}(\mathbf{x}_k) = \mathbf{I}^T\mathbf{A}_k\mathbf{R}_k^{-1}\mathbf{t}_k. \tag{11}$$

Vektor přepočteného uzlového zatížení z prvku označíme

$$\mathbf{b}_k = |\mathbf{I}|^T\,\mathbf{q}_k/2. \tag{12}$$

Podmínky rovnováhy (6) pro *celou konstrukci* sestavujeme s využitím rovnic (11) a (12) pomocí lokalizace z kódových čísel. V maticové formě je pak můžeme zapsat

$$\mathbf{f}(\mathbf{x}) = \mathbf{p}', \tag{13}$$

kde $\mathbf{f}(\mathbf{x})$ je vektor výslednic uzlových vnitřních sil získaný lokalizací vektoru $\mathbf{f}(\mathbf{x}_k)$ z jednotlivých elementů. Vektor $\mathbf{p}'$ se získá součtem vektoru uzlového zatížení $\mathbf{p} = \{p_{x1}, p_{y1}, p_{z1}, ..., p_{xn}, p_{yn}, p_{zn}\}^T$ a lokalizovaných vektorů zatížení prvků $\mathbf{b}_k$.

Zápis rovnice (13) představuje základní řídící rovnice rovnováhy pro soustavy skládající se z lanových (či prutových) elementů, tyto rovnice jsou nelineární vzhledem k neznámému souřadnicovému vektoru $\mathbf{x}$ nepodepřených uzlů.

Řešení rovnic

K řešení řídících rovnic (13) můžeme použít iterační algoritmus na bázi Newtonovy metody pro řešení nelineárních úloh. Předepíšeme hodnotu $\mathbf{x} = \mathbf{x}_0$ a použijeme Taylorův rozvoj pro $\mathbf{f}(\mathbf{x})$ v bodě $\mathbf{x}_0$, přičemž budeme uvažovat pouze členy do prvního řádu. Z rovnice (13) tak dostaneme

$$\mathbf{f}(\mathbf{x}_0) + \left[\frac{\partial \mathbf{f}(\mathbf{x})}{\partial \mathbf{x}}\right]_{\mathbf{x}=\mathbf{x}_0} \Delta\mathbf{x} = \mathbf{p}'. \tag{14}$$

Zavedeme substituci $\Delta\mathbf{x} = \mathbf{u}$, základní neznámé jsou uzlová posunutí nepodepřených uzlů. Úpravou rovnice (14) dále dostaneme

$$\mathbf{u} = \left[\frac{\partial \mathbf{f}(\mathbf{x})}{\partial \mathbf{x}}\right]^{-1}_{\mathbf{x}=\mathbf{x}_0} \left(\mathbf{p}' - \mathbf{f}(\mathbf{x}_0)\right) = \mathbf{K}_\mathbf{t}^{-1}\Delta\mathbf{p}\,. \tag{15}$$

Výraz $\mathbf{p}' - \mathbf{f}(\mathbf{x}_0) = \Delta\mathbf{p}$ představuje nerovnováhu mezi vnitřními a vnějšími silami působící na styčník v daném iteračním kroku. Zápis rovnice (15) je tak obdobou zápisu rovnice (5). Tečnou matici tuhosti $\mathbf{K}_{t,k}$ jednotlivého elementu k je dále možné rozepsat

$$\begin{aligned} \mathbf{K}_{\mathrm{t},k} &= \frac{\partial \mathbf{f}(\mathbf{x}_k)}{\partial \mathbf{x}_k} = \frac{\partial \mathbf{f}(\mathbf{x}_k)}{\partial \mathbf{a}_k}\frac{\partial \mathbf{a}_k}{\partial \mathbf{x}_k} = \frac{\partial \mathbf{f}(\mathbf{x}_k)}{\partial \mathbf{a}_k}\mathbf{I} = \\ &= \mathbf{I}^T\left(\mathbf{R}_k^{-1}\mathbf{T}_k + \mathbf{A}_k\mathbf{T}_k\frac{\partial \mathbf{r}_k^{-1}}{\partial \mathbf{a}_k} + \mathbf{A}_k\mathbf{R}_k^{-1}\frac{\partial \mathbf{t}_k}{\partial \mathbf{a}_k}\right)\mathbf{I}\,. \end{aligned} \tag{16}$$

Výraz v závorce z rovnice (16) je rozepsaná tečná matice tuhosti z rovnice (5). První člen je lineární část, druhý člen je závislý na okamžitém stavu napjatosti, poslední člen je závislý na okamžitém stavu deformace.

Matice $\mathbf{T}_k$ je diagonální matice s prvky z vektoru $\mathbf{t}$. Vektor $\mathbf{r}_k^{-1} = \{1/r, 1/r, 1/r\}$, derivace tohoto vektoru $\partial\mathbf{r}_k^{-1}/\partial\mathbf{a}_k$ je definována při použití značení z rovnice (7) následovně

$$\frac{\partial \mathbf{r}_k^{-1}}{\partial \mathbf{a}_k} = \mathrm{diag}\left\{-\frac{x_{ij}}{r^3}, -\frac{y_{ij}}{r^3}, -\frac{z_{ij}}{r^3}\right\}. \tag{17}$$

Matice $\partial\mathbf{t}_k/\partial\mathbf{a}_k$ je definována

$$\frac{\partial \mathbf{t}_k}{\partial \mathbf{a}_k} = \mathrm{diag}\left\{\frac{\partial t}{\partial x_{ij}}, \frac{\partial t}{\partial y_{ij}}, \frac{\partial t}{\partial z_{ij}}\right\}. \tag{18}$$

Vyjádření jednotlivých členů rovnice (18) závisí na typu elementu a lze je zapsat:

- pro *prutový* element je vypočítán přímo derivací rovnice (2)

$$\frac{\partial t}{\partial x_{ij}} = \frac{EAx_{ij}}{rs_0}, \frac{\partial t}{\partial y_{ij}} = \frac{EAy_{ij}}{rs_0}, \frac{\partial t}{\partial z_{ij}} = \frac{EAz_{ij}}{rs_0}\,; \tag{19}$$

- pro *lanový* element je potřeba derivovat implicitní funkci (1)

$$\begin{aligned} \frac{\partial t}{\partial x_{ij}} &= \left(\frac{\partial g}{\partial r}\frac{x_{ij}}{r} + \frac{\partial g}{\partial l}\frac{x_{ij}}{l}\right)\Big/\frac{\partial g}{\partial t}\,, \\ \frac{\partial t}{\partial y_{ij}} &= \left(\frac{\partial g}{\partial r}\frac{y_{ij}}{r} + \frac{\partial g}{\partial l}\frac{y_{ij}}{l}\right)\Big/\frac{\partial g}{\partial t}\,, \\ \frac{\partial t}{\partial z_{ij}} &= -\left(\frac{\partial g}{\partial r}\frac{z_{ij}}{r} + \frac{\partial g}{\partial l}\frac{z_{ij}}{l} + \frac{\partial g}{\partial c}\mathrm{sign}\left(z_{ij}\right)\right)\Big/\frac{\partial g}{\partial t}\,. \end{aligned} \tag{20}$$

Funkce sign(z_{ij}) je definována jako 1 pro $z_{ij} > 0$ a jako -1 pro $z_{ij} < 0$. Derivace vyskytující se v rovnici (20) lze analyticky odvodit z rovnice (1), anebo se mohou dopočítat numericky.

Matici tuhosti $\mathbf{K}_t$ pro *celou konstrukci* z rovnice (15) sestavíme lokalizací jednotlivých matic tuhosti $\mathbf{K}_{t,k}$ na příslušných elementech vypočtených z rovnice (16).

Postup výpočtu shrneme v několika větách. Máme zadanou topologii (tvar konstrukce, propojení prutů, umístění podpor a kloubů), parametry lan (s_0, A, E) a vnější zatížení (q, p). Z těchto údajů jsme schopni dopočítat na elementech vektory $\mathbf{q}_k$, $\mathbf{b}_k$, dále sestavit zatěžovací vektor $\mathbf{p}$‘.

Nyní začíná *vlastní iterační algoritmus*. V prvním iteračním kroku u nepodepřených styčníků zvolíme vektor počátečních souřadnic $\mathbf{x}_0$ (jde o prvotní odhad deformované konstrukce). Na elementech zapíšeme vektory $\mathbf{x}_k$ a postupně pro každý element vypočteme matice $\mathbf{A}_k$, $\mathbf{T}_k$, $\mathbf{R}_k^{-1}$ a vektory $\mathbf{t}_k$ – pro lanové elementy z rovnice (1), pro prutové elementy z rovnice (2). Dále z rovnice (11) vypočítáme vektor $\mathbf{f}(\mathbf{x}_k)$, z rovnice (17) dopočítáme matici $\partial \mathbf{r}_k^{-1}/\partial \mathbf{a}_k$ a z rovnice (18) vypočítáme matici $\partial \mathbf{t}_k/\partial \mathbf{a}_k$. Z rovnice (16) vypočítáme tečnou matici tuhosti jednoho elementu $\mathbf{K}_{t,k}$.

Lokalizací vektorů $\mathbf{f}(\mathbf{x}_k)$ a matic $\mathbf{K}_{t,k}$ získáme vektor $\mathbf{f}(\mathbf{x}_0)$ a matici tuhosti $\mathbf{K}_t$ pro celou konstrukci. Z rovnice (15) pak konečně můžeme vypočítat vektor uzlových posunů $\mathbf{u} = \{\mathbf{u}_1, \ldots, \mathbf{u}_i, \ldots, \mathbf{u}_n\}^{\mathrm{T}}$.

Z vektoru $\mathbf{u}_i$ vypočítáme velikost uzlového posunutí $\Delta s_i = \|\mathbf{u}_i\|$ pro jednotlivé uzly *i.* Získané největší uzlové posunutí $\max(\Delta s_i)$ porovnáme s požadovanou chybou řešení, která je dána hodnotou posunu Δs_{lim}. Pokud je $\max(\Delta s_i)$ větší než Δs_{lim}, vrátíme se na začátek iteračního algoritmu a pokračujeme dalším iteračním krokem. Jako vstup použijeme vektor počátečních souřadnic $\mathbf{x}_0 = \mathbf{x}_0 + \mathbf{u}$.

Celý iterační výpočet je ukončen, pokud platí, že $\max(\Delta s_i)$ je menší než Δs_{lim}. Vypočtené souřadnice $\mathbf{x}_0$ jsou konečné polohy styčníků.

Stabilita metody

V celém procesu může nastat jediný problém při řešení soustavy rovnic (15), a to pokud je matice tuhosti konstrukce singulární. K tomuto případu dojde, jestliže je prvek tlačen, neboli $t \le 0$. Pro lanový prvek zatížený alespoň vlastní tíhou platí, že $t > 0$. Pro prutový element platí podmínka, že $t > 0$, pokud $r > \mathrm{s}_0$.

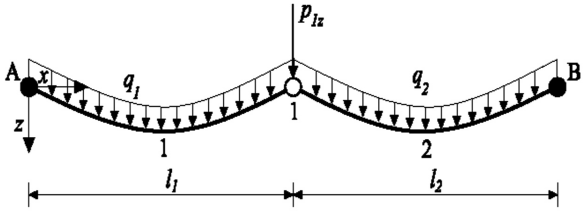
Z hlediska stability výpočtu je ještě dobré omezit posun Δs_i určitou maximální hodnotou $\Delta s_{\max}$ (ekvivalentem tohoto omezení je v přírůstkové metodě zmenšení přírůstku zatížení). V iteračním procesu se tak před nastavení nového $\mathbf{x}_0$ přidává podmínka, která zjišťuje, zda $\max(\Delta s_i) > \Delta s_{\max}$, pokud je opravdu posun příliš velký, pak se provede normování vektoru $\mathbf{u}$ tak, aby platilo, že $\max(\Delta s_i) = \Delta s_{\max}$. S takto upraveným $\mathbf{u}$ se vypočtou nové souřadnice $\mathbf{x}_0 = \mathbf{x}_0 + \mathbf{u}$ a dále se pokračuje dle uvedeného postupu.

Pro rychlost konvergence řešení je nejlepší zvolit počáteční souřadnice co nejblíže finálnímu stavu. Ten na začátku pochopitelně neznáme, ale je možné provést „inženýrský“ odhad, anebo provést počáteční odhad řešení zjednodušeným lineárním výpočtem.

● ***Příklad 1***

Nejprve je předveden jednoduchý příklad s podrobným řešením celého prvního iteračního kroku. Zadáním je nalézt konečný tvar jednoduché lanové soustavy složené ze dvou lanových elementů. Topologie a zatížení jsou patrné z *obr. 5*.

Obě lana mají $EA = 1 \cdot 10^5$ kPa a na obě působí zatížení $q = 0{,}1$ kN/m. Na styčník 1 působí síla $p_{1z} = 10$ kN. První lano má délku $s_{0,1} = 3{,}5$ m, druhé $s_{0,2} = 4{,}5$ m. Výslednice sil $Q_1 = qs_{0,1} = 0{,}1 \cdot 3{,}5 = 0{,}35$ kN, $Q_2 = qs_{0,2} = 0{,}1 \cdot 4{,}5 = 0{,}45$ kN. Vektory $\mathbf{q}_k$ a $\mathbf{b}_k$ pak mají tvar



Obr. 5. Schéma zadání příkladu č. 1

$$\mathbf{q}_1 = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ Q_1 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0{,}35 \end{pmatrix}, \quad \mathbf{q}_2 = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0{,}45 \end{pmatrix}.$$

$$\mathbf{b}_1 = |\mathbf{I}|^{\mathrm{T}} \mathbf{q}_1 / 2 = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0{,}175 \\ 0 \\ 0 \\ 0{,}175 \end{pmatrix}, \quad \mathbf{b}_2 = |\mathbf{I}|^{\mathrm{T}} \mathbf{q}_2 / 2 = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0{,}225 \\ 0 \\ 0 \\ 0{,}225 \end{pmatrix}.$$

Lokalizujeme vektor $\mathbf{b}$, zapíšeme vektor $\mathbf{p}'$ s ohledem na uzlové zatížení,

$$\mathbf{b} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0{,}4 \end{pmatrix}, \qquad \mathbf{p}' = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 10 \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0{,}4 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 10{,}4 \end{pmatrix}.$$

Dále zvolíme počáteční souřadnice nepodepřeného uzlu. Jejich velikost volíme porovnatelně k půdorysným rozměrům konstrukce. Zvolíme např. souřadnice tak, jak jsou nakresleny na *obr. 5.* Vektory $\mathbf{x}_0$, $\mathbf{x}_1$, $\mathbf{x}_2$ tak mají tvar

$$\mathbf{x}_0 = \begin{pmatrix} x_1 \\ y_1 \\ z_1 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 3{,}5 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}, \quad \mathbf{x}_1 = \begin{pmatrix} x_{\mathrm{A}} \\ y_{\mathrm{A}} \\ z_{\mathrm{A}} \\ x_1 \\ y_1 \\ z_1 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 3{,}5 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}, \quad \mathbf{x}_2 = \begin{pmatrix} x_1 \\ y_1 \\ z_1 \\ x_{\mathrm{B}} \\ y_{\mathrm{B}} \\ z_{\mathrm{B}} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 3{,}5 \\ 0 \\ 0 \\ 8 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}.$$

Z rovnice (8) vypočítáme vektory $\mathbf{a}_k$ a zapíšeme matice $\mathbf{A}_k$,

$$\mathbf{a}_1 = \mathbf{I}\mathbf{x}_1 = \begin{pmatrix} -3{,}5 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}, \quad \mathbf{a}_2 = \mathbf{I}\mathbf{x}_2 = \begin{pmatrix} -4{,}5 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}$$

$$\mathbf{A}_1 = \begin{pmatrix} -3{,}5 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{pmatrix}, \quad \mathbf{A}_2 = \begin{pmatrix} -4{,}5 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{pmatrix}.$$

Dopočítáme geometrii pro každé jednotlivé lano,

$$l_1 = \sqrt{x_{1\mathrm{A}}^2 + y_{1\mathrm{A}}^2} = \sqrt{3{,}5^2 + 0^2} = 3{,}5 \text{ m}, \qquad l_2 = 4{,}5 \text{ m},$$

$$c_1 = z_{1\mathrm{A}} = z_1 - z_{\mathrm{A}} = 0 - 0 = 0 \text{ m}, \qquad c_2 = 0 \text{ m},$$

$$r_1 = \sqrt{x_{1\mathrm{A}}^2 + y_{1\mathrm{A}}^2 + z_{1\mathrm{A}}^2} = \sqrt{3{,}5^2 + 0^2 + 0^2} = 3{,}5 \text{ m}, \quad r_2 = 0 \text{ m},$$

Na základě těchto údajů můžeme pro lanové elementy iteračně dopočítat z rovnice (1) vnitřní síly t. Ty mají

v tomto případě hodnoty $t_1 = 7{,}990$ kN, $t_2 = 9{,}444$ kN. Pro každý element zapíšeme matice $\mathbf{R}_k^{-1}$, vektory $\mathbf{t}_k$ a matice $\mathbf{T}_k$.

$$\mathbf{R}_1^{-1} = \begin{pmatrix} 1/r_1 & 0 & 0 \\ 0 & 1/r_1 & 0 \\ 0 & 0 & 1/r_1 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0{,}286 & 0 & 0 \\ 0 & 0{,}286 & 0 \\ 0 & 0 & 0{,}286 \end{pmatrix}.$$

$$\mathbf{R}_2^{-1} = \begin{pmatrix} 0{,}222 & 0 & 0 \\ 0 & 0{,}222 & 0 \\ 0 & 0 & 0{,}222 \end{pmatrix}.$$

$$\mathbf{t}_1 = \begin{pmatrix} 7{,}990 \\ 7{,}990 \\ 7{,}990 \end{pmatrix},\ \mathbf{t}_2 = \begin{pmatrix} 9{,}444 \\ 9{,}444 \\ 9{,}444 \end{pmatrix},\ \mathbf{T}_1 = \begin{pmatrix} 7{,}990 & 0 & 0 \\ 0 & 7{,}990 & 0 \\ 0 & 0 & 7{,}990 \end{pmatrix}.$$

$$\mathbf{T}_2 = \begin{pmatrix} 9{,}444 & 0 & 0 \\ 0 & 9{,}444 & 0 \\ 0 & 0 & 9{,}444 \end{pmatrix}.$$

Z rovnice (11) vypočítáme vektor vnitřních sil na jednotlivých elementech

$$\mathbf{f}(\mathbf{x}_1) = \mathbf{I}^{\mathrm{T}}\mathbf{A}_1\mathbf{R}_1^{-1}\mathbf{t}_1 = \begin{pmatrix} -7{,}990 \\ 0 \\ 0 \\ 7{,}990 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix},\quad \mathbf{f}(\mathbf{x}_2) = \mathbf{I}^{\mathrm{T}}\mathbf{A}_2\mathbf{R}_2^{-1}\mathbf{t}_2 = \begin{pmatrix} -9{,}444 \\ 0 \\ 0 \\ 9{,}444 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}.$$

Dále můžeme z rovnice (17) sestavit matice $\delta\mathbf{r}_k^{-1}/\delta\mathbf{a}_k$. Ty mají podobu

$$\frac{\partial\mathbf{r}_1^{-1}}{\partial\mathbf{a}_1} = \begin{pmatrix} -\frac{x_{\mathrm{A}1}}{r_1^3} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{y_{\mathrm{A}1}}{r_1^3} & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{z_{\mathrm{A}1}}{r_1^3} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{3{,}5}{3{,}5^3} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{pmatrix}.$$

$$\frac{\partial\mathbf{r}_2^{-1}}{\partial\mathbf{a}_2} = \begin{pmatrix} \frac{4{,}5}{4{,}5^3} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{pmatrix}.$$

Matice $\partial\mathbf{t}_k/\partial\mathbf{a}_k$ sestavíme podle rovnice (18) s využití rovnice (20) pro lanový element

$$\frac{\partial\mathbf{t}_1}{\partial\mathbf{a}_1} = \begin{pmatrix} \frac{\partial t_1}{\partial x_{\mathrm{A}1}} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\partial t_1}{\partial y_{\mathrm{A}1}} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial t_1}{\partial z_{\mathrm{A}1}} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -9515{,}9 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{pmatrix}$$

$$\frac{\partial\mathbf{t}_2}{\partial\mathbf{a}_2} = \begin{pmatrix} -7394{,}9 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{pmatrix}.$$

Z rovnic (16) vypočítáme matice tuhosti prvků $\mathbf{K}_{t,k}$. Pro pruty 1 a 2 platí

$$\mathbf{K}_{\mathrm{t},1} = \mathbf{I}^{\mathrm{T}}\left(\mathbf{R}_1^{-1}\mathbf{T}_1 + \mathbf{A}_1\mathbf{T}_1\frac{\partial\mathbf{r}_1^{-1}}{\partial\mathbf{a}_1} + \mathbf{A}_1\mathbf{R}_1^{-1}\frac{\partial\mathbf{t}_1}{\partial\mathbf{a}_1}\right).$$

$$\mathbf{I} = \begin{pmatrix} 9515{,}9 & 0 & 0 & -9515{,}9 & 0 & 0 \\ 0 & 2{,}3 & 0 & 0 & -2{,}3 & 0 \\ 0 & 0 & 2{,}3 & 0 & 0 & -2{,}3 \\ -9515{,}9 & 0 & 0 & 9515{,}9 & 0 & 0 \\ 0 & -2{,}3 & 0 & 0 & 2{,}3 & 0 \\ 0 & 0 & -2{,}3 & 0 & 0 & 2{,}3 \end{pmatrix}.$$

$$\mathbf{K}_{\mathrm{t},2} = \begin{pmatrix} 7394{,}9 & 0 & 0 & -7394{,}9 & 0 & 0 \\ 0 & 2{,}1 & 0 & 0 & -2{,}1 & 0 \\ 0 & 0 & 2{,}1 & 0 & 0 & -2{,}1 \\ -7394{,}9 & 0 & 0 & 7394{,}9 & 0 & 0 \\ 0 & -2{,}1 & 0 & 0 & 2{,}1 & 0 \\ 0 & 0 & -2{,}1 & 0 & 0 & 2{,}1 \end{pmatrix}.$$

Provedeme lokalizaci vektorů $\mathbf{f}(\mathbf{x}_k)$, a matic $\mathbf{K}_{t,k}$ a sestavíme globální vektor výslednic vnitřních sil v uzlech $\mathbf{f}(\mathbf{x}_0)$ a globální tečnou matici tuhosti celé konstrukce $\mathbf{K}_t$.

$$\mathbf{f}(\mathbf{x}_0) = \begin{pmatrix} 7{,}990 - 9{,}444 \\ 0 + 0 \\ 0 + 0 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -1{,}454 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}.$$

$$\mathbf{K}_t = \begin{pmatrix} 9515{,}9 + 7394{,}9 & 0 & 0 \\ 0 & 2{,}3 + 2{,}1 & 0 \\ 0 & 0 & 2{,}3 + 2{,}1 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 16910{,}8 & 0 & 0 \\ 0 & 4{,}4 & 0 \\ 0 & 0 & 4{,}4 \end{pmatrix}.$$

Z rovnice (15) pak můžeme vypočítat vektor **u**, který určuje velikost souřadnicových posunů pro nepodepřené uzly

$$\mathbf{u} = \mathbf{K}_{\mathrm{t}}^{-1}\left(\mathbf{p}' - \mathbf{f}(\mathbf{x}_0)\right) = \begin{pmatrix} u_1 \\ v_1 \\ w_1 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0{,}0001 \\ 0 \\ 2{,}3737 \end{pmatrix}.$$

Vypočítáme posun pro každý nepodepřený uzel, v našem případě je nepodepřený pouze uzel číslo 1, potom dostaneme

$$\Delta s_1 = \sqrt{u_1^2 + v_1^2 + w_1^2} = \sqrt{0{,}0001^2 + 0^2 + 2{,}3737^2} = 2{,}374\ \mathrm{m}.$$

Požadovaný limitní posun pro rovnovážnou polohu zvoľíme například $\Delta s_{\mathrm{lim}} = 0{,}001$ m a porovnáme s maximální hodnotou Δs_i. V našem případě máme pouze uzel 1, a tak budeme porovnávat přímo s hodnotou Δs_1.

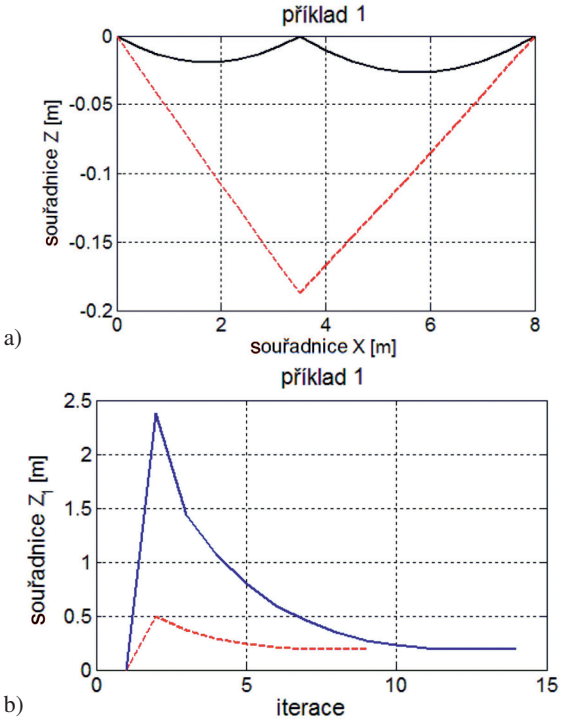
$\max(\Delta s_i) < \Delta s_{\mathrm{lim}} \rightarrow \Delta s_1 < \Delta s_{\mathrm{lim}} \rightarrow 2{,}374 > 0{,}001$ [m] $\Rightarrow$ podmínka není splněna.

Jelikož není podmínka splněna, musíme přistoupit k dalšímu iteračnímu kroku. Nové souřadnice **x** pro další iterační krok vypočítáme tak, že k předchozímu vektoru **x** přičteme vektor posunutí **u**. Potom

$$\mathbf{x} = \mathbf{x} + \mathbf{u} = \begin{pmatrix} x_1 \\ y_1 \\ z_1 \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} u_1 \\ v_1 \\ w_1 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 3{,}5 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} 0{,}0001 \\ 0 \\ 2{,}374 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 3{,}5001 \\ 0 \\ 2{,}374 \end{pmatrix}.$$

Z nových souřadnic **x** se vypočítají nové vektory $\mathbf{x}_k$, výpočet tak pokračuje dalším iteračním krokem. Pro další postup byl použit výpočet v programu MATLAB. Řešení bylo nalezeno po 14 iteračních krocích. Tvar konstrukce na počátku výpočtu a po jeho konci je zřejmý z *obr. 6a*, průběh iterace souřadnice z_1 na *obr. 6b*. Konečný vektor **x** má podobu

$$\mathbf{x} = \begin{pmatrix} x_1 \\ y_1 \\ z_1 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 3{,}499 \\ 0 \\ 0{,}187 \end{pmatrix}.$$



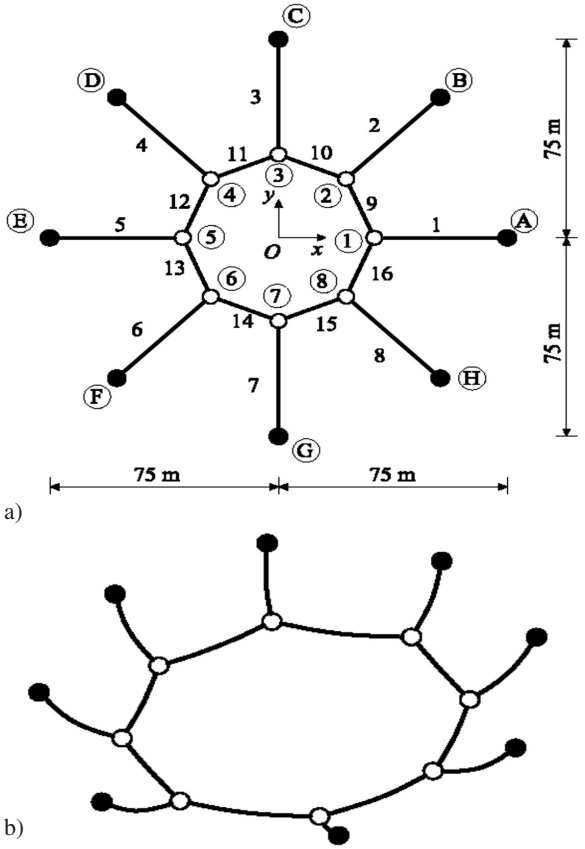
Obr. 6. Výsledky příkladu 1
a – počáteční tvar konstrukce (plně), finální tvar konstrukce (čárkovaně), *b* – průběh iterace souřadnice z_1 bez omezení Δs_{max} (plně) a s omezením Δs_{max} = 0,5 m (čárkovaně)

Na *obrázku 6b* je také zachycen případ (čárkovaně), v němž do výpočtu zavedeme omezující podmínku Δs_{max} = 0,5 m. K řešení se pak dospěje již po 9 iteračních krocích.

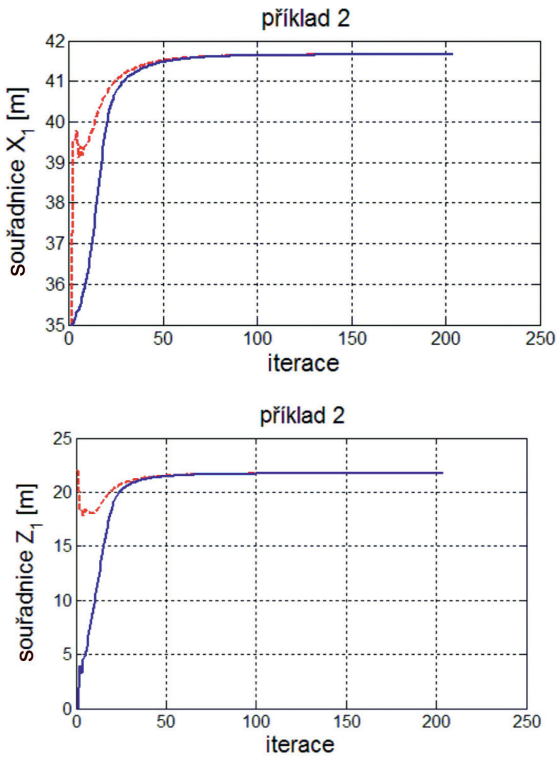
- ***Příklad 2***

Budeme vyšetřovat visutou lanovou střechu nad kruhovým půdorysem. Zadání je převzato z literatury [6]. Geometrické uspořádání je patrné z *obr. 7*. Jde o kruhovou soustavu 16 lanových prvků s 16 uzly (z toho 8 nepodepřených) s vnitřním poloměrem 35 m a vnějším poloměrem 75 m. Soustava má 8 radiálních a 8 tangenciálních lan. Všechna mají stejnou průřezovou plochu $A = 1{,}96344 \cdot 10^{-3}$ m² a stejný Youngův modul pružnosti E = 170 GPa. Volná délka s_0 radiálních lan je 40 m, tangenciálních lan je 32 m. Na konstrukci nepůsobí žádné lokální uzlové zatížení. Na každý element působí spojité zatížení $q = 1{,}5105 \cdot 10^{-1}$ kN/m. Výsledný průhyb je 21,713 m.

Pro analýzu budou použity lanové elementy. Požadovaná přesnost byla nastavena hodnotou $\Delta s_{lim} = 1 \cdot 10^{-5}$ m. Maximální velikost Δs_{max} = 2 m. Nepodepřeným uzlům byla pro začátek nastavena souřadnice z = 0 m. Řešení s těmito parametry bylo nalezeno po 204 iteracích. Průběh iterace souřadnic x a z uzlu 1 je zachycen plnou čarou na *obr. 8*.



Obr. 7. Zadání příkladu 2
a – půdorysné schéma, *b* – perspektivní pohled na finální tvar



Obr. 8. Výsledky příkladu 2
a – průběh iterace souřadnice x_1 z počátečního nastavení z = 0 m (plně) a z nastavení z = 22 m (čárkovaně), *b* – průběh iterace souřadnice z_1 z počátečního nastavení z = 0 m (plně) a z nastavení z = 22 m (čárkovaně)

Pokud bychom nepodepřeným uzlům na začátku nastavili souřadnici $z = 22$ m (s ideou posunout se co nejblíže finálnímu stavu), bude konstrukce nejprve stoupat (jde o jev, který je vyvolán počátečním napnutím radiálních lan, a tím i vzniku nereálné velké předpínací síly), a teprve až pak „padat“ do rovnovážného stavu, viz čárkovaná čára na *obr. 8*. Řešení bylo v tomto případě nalezeno po 200 iteracích.

Závěr

Statická analýza lanových soustav vede na geometricky nelineární úlohu. Jedním z možných řešení je deformační metoda. Její výhodou je snadná algoritmizace a poměrně velká numerická stabilita. Zároveň se během výpočtu velmi dobře kontroluje průběh iterace. Nevýhodou je, že v každém iteračním kroku se musí invertovat matice tuhosti, což hlavně u velkých soustav je časově náročné. Pro efektivnější výpočet je možné udělat několik vylepšení, např. sestavovat matici tuhosti s minimálním diagonálním pásem nebo nastavit výchozí polohu blíže finálnímu stavu (např. na základě zjednodušené lineární analýzy).

Výsledky počítaných příkladů se velmi dobře shodují s verifikovanými řešeními. Uvedená metoda se může využít i pro zjednodušenou analýzu lanoplachtových konstrukcí.

Článek vznikl za podpory projektů P105/11/1529 GA ČR a SGS12/027/OHK1/1T/11 Studentské grantové soutěže ČVUT.

Literatura

[1] Spal, L.: Ocelová lana ve stavebních konstrukcích. Praha, SNTL 1971.

[2] Studnička, J.: Ocelové konstrukce. Praha, Nakladatelství ČVUT 2006.

[3] Fajman, P.: Řešení lana s ohledem na jeho deformaci. Stavební obzor, **21**, 2012, č. 4, s. 105-107.

[4] Kwan, A. S. K.: A new approach to geometric nonlinearity of cable structures. Computers and Structures, Vol. 67, 1998, iv 4, pp. 243-252.

[5] Topping, B. H. V. – Iványi, P.: Computer Aided Design of Cable Membrane Structures. Kippen, Saxe-Coburg Publications 2008.

[6] Deng, H. – Jiang, Q. F. – Kwan, A. S. K.: Shape finding of incomplete cable-strut assemblies containing slack and prestressed elements. Computers and Structures, Vol. 83, 2005, iv. 21-22, pp. 1767-1779.

[7] Bittnar, Z. – Šejnoha, J.: Numerické metody mechaniky 1. Praha, Nakladatelství ČVUT 1992.

[8] Bittnar, Z. – Šejnoha, J.: Numerické metody mechaniky 2. Praha, Nakladatelství ČVUT 1992.

Numerická analýza nárazu nákladního vozidla do mostního pilíře

Ing. Pavel JIŘÍČEK
Ing. Marek FOGLAR, Ph.D.
ČVUT v Praze – Fakulta stavební

Článek je věnován popisu a porovnání nárazových sil na mostní konstrukce z hlediska ČSN EN 1991-1-7. Metody zahrnující statickou a dynamickou analýzu jsou porovnány s výstupy detailního modelu nárazu nákladního vozidla do mostního pilíře.

Numerical analysis of a bridge pier subjected to truck impact

The paper presents the description and comparison of procedures provided by the EN 1991-1-7 European standard for bridge pier impact load. The methods incorporate static and dynamic analysis and are compared with the outcomes from a detailed FEM model of a truck impact prepared in the AUTODYN software. The outcomes are evaluated and conclusions are drawn.

Úvod

Narůstající intenzita silniční dopravy zvyšuje riziko dopravních nehod. V policejních statistikách z let 2010 a 2011 [5] je na území ČR evidováno ročně na 1 250 dopravních nehod, které se týkají mostů, nadjezdů, podjezdů a tunelů. Náraz do pevné překážky v okolí pozemní komunikace mívá často tragické následky, především na komunikacích vyšších tříd, kde rychlost vozidel přesahuje 100 km/h. V případě nárazu, především těžkých nákladních vozidel (hmotnosti nad 30 t) do podpěrných konstrukcí mostu může dojít k progresivnímu zřícení mostu, a tím k ohrožení cestujících jak na převáděné komunikaci, tak na komunikaci pod mostní konstrukcí.

Technická norma ČSN EN 1991-1-7 [1], věnující se extrémním návrhovým situacím, uvádí dva možné postupy stanovení zatížení v případě nárazu vozidel. Ve většině návrhových situací je v projekční praxi užíván zjednodušený postup založený na ekvivalentní statické síle. Druhý postup vychází z přesnějších vstupních údajů a pro stanovení nárazové síly využívá dynamickou analýzu.

Obě metody jsou popsány a porovnány. Dále jsou porovnány s výstupy detailního modelu nákladního vozidla FEM, vytvořeného v programu AUTODYN.

Náraz vozidla dle ČSN EN 1991-1-7

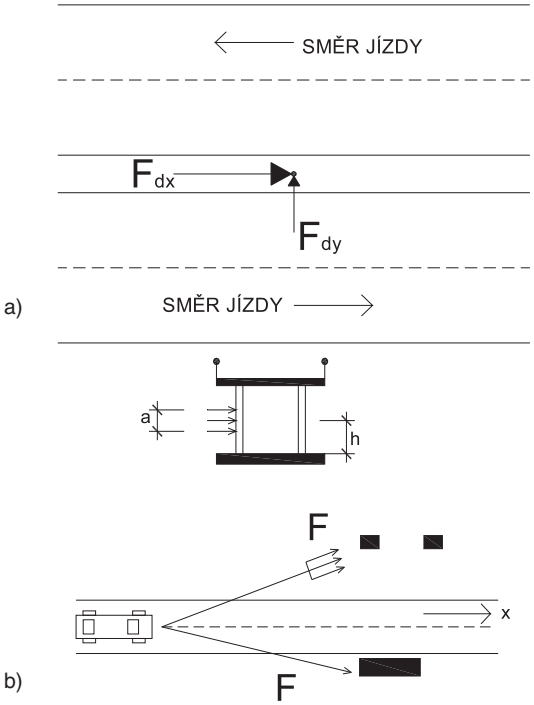
Norma [1] uvažuje náraz silničních vozidel, vysokozdvižných vozíků, vlaků, plavidel a tvrdé přistání vrtulníků na střechách. Zatížení nárazem se stanoví prostřednictvím:

● ekvivalentní statické síly (kapitola 4.3), která vyvolává ekvivalentní účinky zatížení od nárazu. Toto zjednodušení lze použít pro:

– pro ověření statické rovnováhy,
– ověření pevnosti,
– stanovení deformace konstrukce vlivem nárazu.

Zatížení je dle [1] rozděleno s ohledem na působení na náraz na podpěrné konstrukce nebo na nosnou konstrukci. V případě nárazu na podpěrné konstrukce se návrhové síly stanoví podle *tab. 1*. Směr působení těchto sil je znázorněn na *obr. 1*. Uvažovaná nárazová síla působí ve výšce *h* (*obr. 1*) a pro zpřesnění je možné uvažovat její působení na roznášecí ploše výšky *a*. Hodnoty těchto proměnných jsou uvedeny ve výše zmíněné normě.

● dynamické analýzy, přičemž zpřesněný návrh síly nárazu je popsán v příloze C [1]. Náraz je rozlišen na tvrdý a měkký. V případě tvrdého nárazu dochází k deformaci narážejícího tělesa, zatímco konstrukce je uvažována jako tuhá a nepohyblivá. Naopak, u měkkého nárazu se uvažuje deformace konstrukce (např. silniční svodidla). Tvrdý náraz je uvažován v případě nárazu vozidla do mostního pilíře.



Obr. 1. Působení nárazových sil dle ČSN EN 1991-1-7
a – uvažované působení nárazových sil, *b* – výškové působení nárazové síly na podpěrné konstrukce a případný roznos na plochu

Tab. 1. Návrhové hodnoty nárazových sil na podpěrné konstrukce [1]

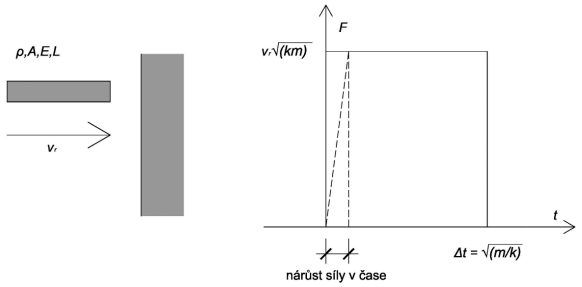
Kategorie pozemní komunikace	Síla [kN]	
	F_{dx}	F_{dy}
dálnice, silnice I. třídy a rychlostní místní komunikace	1 000	500
silnice II. a III. třídy a místní komunikace s dovolenou rychlostí na 60 km/h	750	375
místní komunikace s dovolenou rychlostí do 60 km/h včetně a účelové komunikace	500	250

Maximální dynamická síla je definována jako změna hybnosti v čase

$$F_0 = \frac{m \cdot v_r}{\Delta t}\ , \qquad (1)$$

kde v_r je rychlost tělesa při nárazu,
m – hmotnost narážejícího tělesa popsaná vztahem $m = \rho AL$,
Δt – doba trvání nárazu (impulsu) a je popsána výrazem,
k – ekvivalentní tuhost narážejícího tělesa daná vztahem $k = EA/L$,
E – modul pružnosti,
A – průřezová plocha,
L – délka narážejícího tělesa,
ρ – objemová hmotnost narážejícího tělesa.

Působící nárazová síla se uvažuje zjednodušeně během nárazu konstantní, nebo narůstá lineárně (*obr. 2*).



Obr. 2. Model nárazu, F = dynamická interakční síla [1]

Tab. 2. Návrhové hodnoty hmotnosti vozidla, rychlosti a dynamické nárazové síly F0 [1]

Kategorie pozemní komunikace	Hmotnost m [kg]	Rychlost v_0 [km/h]	Zpomalení a [m/s^2]	Nárazová síla, kde $v_r = v_0$ F_0 [kN]	Brzdná vzdálenost d_b [m]
dálnice	30 000	90	3	2 400	20
silnice v městských oblastech*)	30 000	50	3	1 300	10

*) pozemní komunikace s omezenou rychlostí na 50

Postup výpočtu dle ČSN EN 1991-1-7 [1]

Náraz vozidla v [1] je uvažován jako mimořádná návrhová situace, která je popsána následujícími vztahy v ČSN EN 1990 [2]. Obecný vztah popisující kombinaci zatížení pro mimořádné návrhové situace

$$E_d = E\{G_{k,j};\ P; A_d; (\psi_{1,1} \text{ nebo } \psi_{2,1})\, Q_{k,1}; \psi_{2,i} Q_{k,i}\}\ j \geq 1;\ i > 1, \qquad (2)$$

kdy kombinaci zatížení v závorkách { } lze zapsat jako

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j}'' + P'' + A_d'' + (\psi_{1,1} \text{ nebo } \psi_{2,1})\, Q_{k,1}'' + \sum_{i\geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}'', \qquad (3)$$

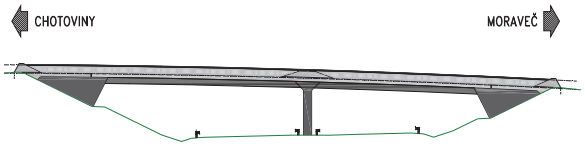
kde volba $\psi_{1,1}$ nebo $\psi_{2,1}$ závisí na příslušné mimořádné návrhové situaci. Tato kombinace může přímo zahrnovat mimořádné zatížení A (náraz, požár), nebo je vztažená k situaci po mimořádné události, pak A = 0. Pro nárazy silničních a železničních vozidel pod mostem je uvažováno vedlejší zatížení dopravou na mostě častou hodnotou ($\psi_{1,1}$).

Numerické modelování

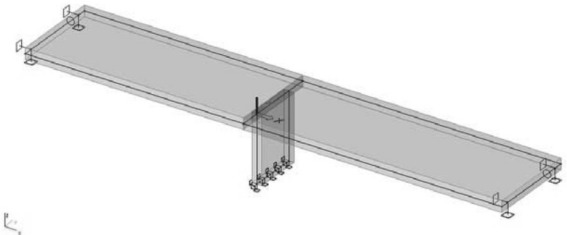
Tato část je věnována řešení jednotlivých přístupů návrhu zatížení nárazem nákladního vozidla uvedených v předchozím textu. Je popsáno užití ekvivalentní statické síly, zpřesněný výpočet za užití dynamické analýzy a model skutečného nárazu.

Popis konstrukce

Uvažovaná konstrukce je betonový trámový most o dvou polích, který je uprostřed pevně podepřen pilířem (*obr. 3*, *obr. 4*). Předlohou je mostní konstrukce, postavená v roce 2005 firmami STRABAG, SMP construction a vyprojektována firmou Pontex, která převádí účelovou komunikaci kategorie S9,5 mezi obcemi Chotoviny a Moraveč přes dálnici D3. Nosná konstrukce a spodní stavba jsou z betonu třídy C30/37. Rozpětí polí je 25,750 m a 21,735 m. Z hlediska nárazu je posuzován mostní pilíř půdorysných rozměrů 4,8 m x 1,0 m a výšky 6,7 m. Ve výpočtu nejsou uvažována svodidla ve středním dělicím pruhu přemosťované komunikace, neboť pilíř zasahuje do jejich pracovní šířky, a je tedy nutné náraz uvažovat.



Obr. 3. Podélný pohled na mostní konstrukci



Obr. 4. Schéma posuzované konstrukce, deskostěnový model

Užití ekvivalentní statické síly

Při užití ekvivalentní statické síly (1 000 kN ve směru jízdy, 500 kN příčně na směr jízdy dle *tab. 1*), popisující náraz vozidla do pilíře, se síla stanoví dle *tab. 1*. Tyto síly jsou uvažovány tak, aby vyvozovaly nejnepříznivější odezvu, současné působení se neuvažuje. Roznesené zatížení působí v úrovni 0,5-1,5 m nad převáděnou komunikací.

Metodou konečných prvků je určena odezva stěnového pilíře na takto definované zatížení. Materiál betonu je uvažován lineární. Pro posouzení pilíře je užita mimořádná návrhová kombinace dle ČSN EN 1990 [2] (vztah (2) a (3)),

do které vstupuje zatížení vlastní tíhou, ostatním stálým zatížením, nárazem a v případě příčného nárazu také zatížením dopravou (LM1 [3]), pokud působí nepříznivě.

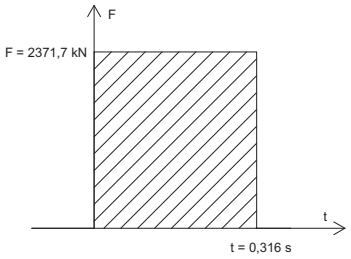
Pro mimořádnou návrhovou kombinaci rozhoduje namáhání smykové v kombinaci s torzním momentem ($V_{Ed}/V_{Rd} + T_{Ed}/T_{Rd} < 1$) a využití je na 50 % (*tab. 3*).

Tab. 3. Shrnutí výsledků odezvy pilíře na náraz nákladního vozidla dle kvazistatického přístupu (přístup podle kapitoly 4.3.1. [1])

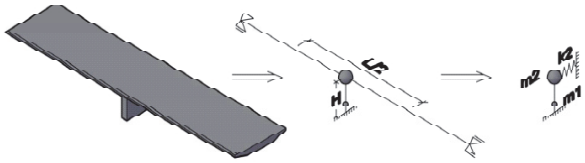
Náraz vozidla	Maximální nárazová síla [kN]	Využití [%]						Dyn. souč.
ve směru jízdy	1 000,00	V_{Ed}	26	T_{Ed}	17	M_{Ed}	15	×
kolmo na směr jízdy	500	V_{Ed}	11	T_{Ed}	40	M_{Ed}	24	×

Dynamická analýza

Při výpočtu nárazu vozidla do pilíře dle přílohy C [1] je na základě *tab. 2* stanovena nárazová síla (*obr. 5*). Podle [1] působí ve směru jízdy pod úhlem 10° od osy komunikace (*tab. 2*). Pro zjednodušení je uvažováno působení přímé ve směru jízdy (úhel nárazu 0°). Následně je stanovena náhradní dynamická soustava, v tomto případě se dvěma stupni volnosti (*obr. 6*).



Obr. 5. Nárazová síla pro dynamickou analýzu v závislosti na čase



Obr. 6. Princip vytvoření náhradní dynamické soustavy pilíře

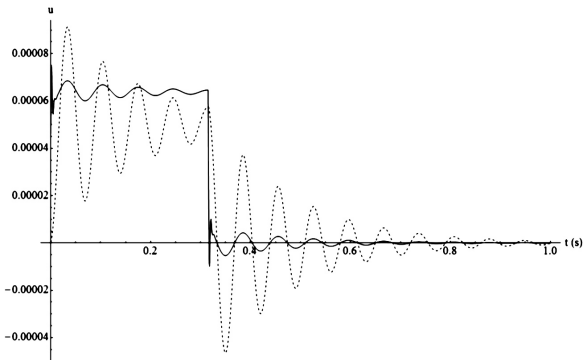
Pilíř je uvažován prutově jako konzola v hlavě pružně podepřená. Tuhost pružiny *k*2 odpovídá příčné ohybové tuhosti mostovky uvažované jako prostý nosník podepřený příčně v koncových ložiscích. Hmota *m*2 je dána vlastní tíhou a stálým zatížením horní poloviny pilíře a poloviny mostovky. Hmota *m*1 odpovídá vlastní tíze spodní poloviny pilíře, umístění odpovídá místu nárazu vozidla (výška 1,5 m nad převáděnou komunikací). Následně je stanovena matice poddajnosti dynamického systému a matice útlumu (Rayleighův útlum se součinitelem poměrného útlumu pro železobeton 7 %). Pro tento případ má matice hmotnosti tvar

$$M = \begin{bmatrix} 40,2 & 0 \\ 0 & 670,7 \end{bmatrix} \cdot 10^3 \text{ kg},$$

$$\delta = \begin{bmatrix} 0,026917 & 0,021283 \\ 0,021283 & 0,186188 \end{bmatrix} \text{mm},$$

$$C = \begin{bmatrix} 32213,00 & -3653,47 \\ -3653,47 & 8820,28 \end{bmatrix} \cdot 10^3 \text{ kg/s}.$$

Ze známých vstupních hodnot se přímou integrací pohybové rovnice spočte dynamická odezva systému (*obr. 7*). Přes matici poddajnosti je zpětně určena dvojice sil vyvolávající maximální posuny (3038,82;-337,28) [kN]. Těmito silami je zatížen prutový model pilíře, a následně jsou vyčísleny vnitřní síly.



Obr. 7. Odezva systému na nárazovou sílu v závislosti na čase
- - - posun v hlavě pilíře, — posun v místě nárazu

Nárazová síla pro náraz ve směru jízdy má pro stanovení dynamické odezvy hodnotu 2371,7 kN, avšak síla způsobující maximální posuny z hlediska dynamiky nárazu je 3 038,82 kN (dynamický součinitel 1,3; dynamický součinitel = hodnota dynamicky definovaná/hodnota staticky definovaná).

Pro mimořádnou návrhovou kombinaci rozhoduje smykové namáhání a využití je 80 % (*tab. 4*).

Tab. 4. Shrnutí výsledků dynamické analýzy dle přílohy C

Náraz vozidla	Maximální síla [kN]	Vužití [%]						Dyn. souč.
ve směru jízdy	3 038,82	V_{Ed}	80	T_{Ed}	×	M_{Ed}	15	1,3
kolmo na směr jízdy	×	V_{Ed}	×	T_{Ed}	×	M_{Ed}	×	×

Nelineární numerická analýza

Postupy stanovení zatížení nárazem uvedené [1] určují přímo nárazovou sílu, kterou je posuzovaná konstrukce zatížena. Detailní model nákladního vozidla narážejícího do mostního pilíře FEM, vytvořený pro přesný popis průběhu nárazu, určuje nárazovou sílu zpětně z interakce nákladního



Obr. 8. Nákladní vozidlo IVECO Trakker ADN410T50

vozidla a mostního pilíře. Modelu nárazu skutečného nákladního vozidla do mostního pilíře byl vytvořen za užití programu ANSYS AUTODYN [11].

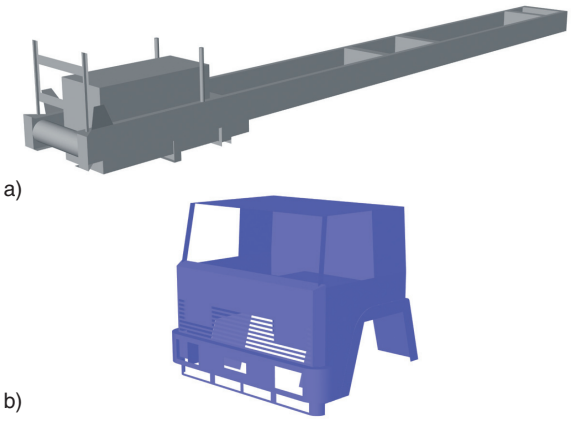
Za nákladní vozidlo byl zvolen IVECO Trakker ADN140T50 (*obr. 8*). Model vozidla byl vytvořen v programu RHINOCEROS 4.0 s využitím plošných a objemových prvků, které odpovídají konstrukčním dílům vozidla.



Obr. 9. Výpočetní model nákladního vozidla

Model nákladního vozidla, vytvořený metodou konečných prvků (dále MKP), je složen z rámu, nesoucího motor, kabiny s nárazníkem (*obr. 10*) a nákladu vozidla (pro dosažení maximální povolené hmotnosti). Základní rám je tvořen dvěma profily 309,0 x 80,0 x 10,0 mm, ostatní plošné prvky spojené s rámem jsou uvažovány tloušťky 10 mm. V přední části rámu je blok motoru. Kabina včetně podběhů je tvořena pouze plošnými prvky tloušťky 2 mm, nárazník je tvořen prvky tl. 5 mm. Náklad má přetvárné charakteristiky oceli, objemová hmotnost je proměnná tak, aby „doplnila" hmotnost vozidla na požadovanou hodnotu (v tomto případě 32 t).

Materiálový model oceli je popsán jako lineární bez uvažovaného poškození (materiálový model s poškozením by prodloužil dobu výpočtu, která je v současném stavu 96 h). Prvky vozidla jsou erodovány (vyřazeny z modelu) v okamžiku dosažení nadměrné deformace, prvky se dále nedeformují, avšak zachovávají si hybnost. Takto vytvořený model nákladního vozidla je pro simulaci nárazu dostačující, slouží primárně ke stanovení skutečného zatížení pilíře nárazem. Vozidlo a pilíř během nárazu vzájemně interagují.

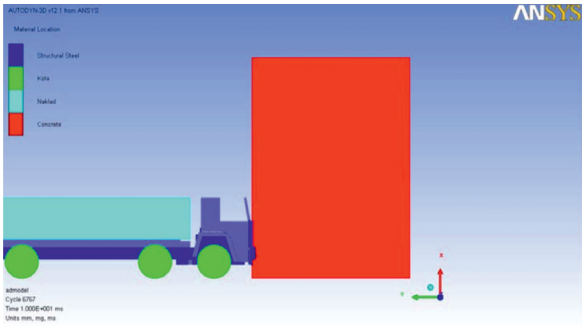


Obr. 10. Detailní schéma jednotlivých konstrukčních prvků uvažovaného vozidla
a – výpočetní model rámu a bloku motoru, *b* – výpočetní model kabiny (tl. 2 mm) a nárazníku (tl. 5 mm)

Geometrický model (*obr. 9*) je rozdělen pro MKP výpočet Lagrangeovou sítí o velikosti prvku 50 mm. Vozidlo má počáteční rychlost 90 km/h. Materiál pilíře je zvolen tak, aby nejlépe popisoval chování při nárazu, zejména:
– poškození materiálu při dosažení mezní pevnosti,
– nárůst pevnosti (tlakové i tahové) v závislosti na rychlosti zatěžování (dynamic increase factor).

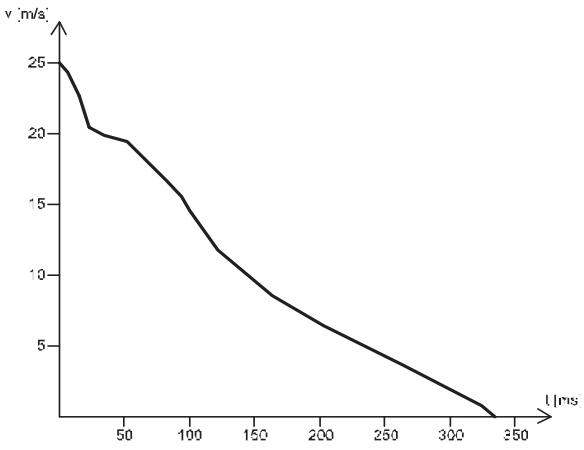
Pro beton byl v programu ANSYS AUTODYN zvolen materiálový model RHT, který slouží k popisu poškození křehkých materiálů [6], [10]. Tento model uvažuje „strain-rate" efekt [8], [12], popisující nárůst pevnosti betonu v závislosti na rychlosti zatěžování.

Mostní pilíř je v modelu uvažován bez výztuže, beton odpovídá pevnostní třídě C30/37, svodidla podél pilíře jsou zanedbána a vozidlo naráží kolmo ve směru jízdy. Vozidlo o hmotnosti 32 t naráží do pilíře rychlostí 90 km/h (*obr. 11*). Prvky pilíře jsou erodovány v okamžiku 100% poškození, prvky vozidla při dosažení nadměrné deformace (z hlediska užití Lagrangeovy sítě vnášejí do výpočtu energetickou nestabilitu).



Obr. 11. Nákladní vozidlo v okamžiku kontaktu s pilířem

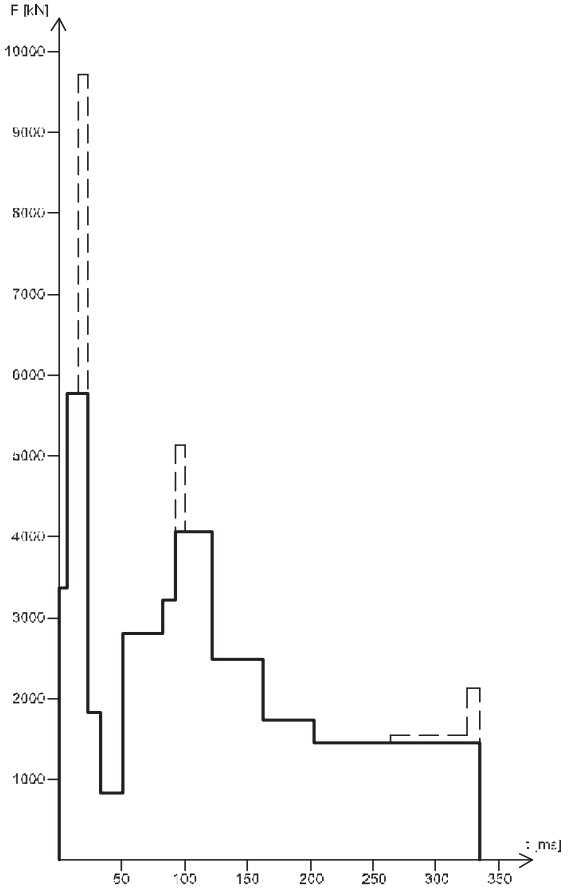
Z celkového modelu nárazu byla zjištěna rychlost vozidla v závislosti na čase. Následně byla za užití vztahu (1) určena působící nárazová síla (*obr. 12*). V závislosti na čase byla určena ze změny hybnosti a následně byly eliminovány lokální extrémy. Celkový čas nárazu byl 334 ms, maximální síla nárazu ve směru jízdy dosáhla 5 762,65 kN (9 707,76 kN při uvažování špičkové hodnoty dle *obr. 12b*; tato hodnota se vzhledem k velice krátkému časovému úseku jeví jako chybná, daná nepřesností interpretace numerického modelu, proto není uvažována).



Obr. 12a. Průběh nárazu – závislost rychlosti vozidla na čase

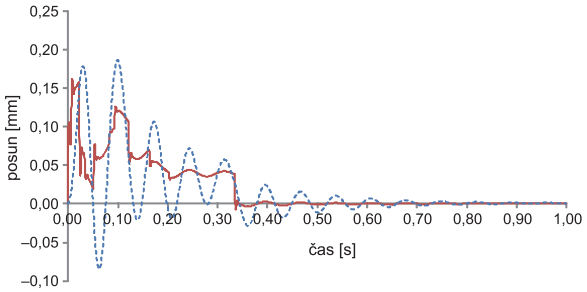
V případě, že je známý průběh nárazové síly v závislosti na čase, je užit totožný postup výpočtu dynamické odezvy jako v případě výpočtu dle [1].

Metodou centrálních diferencí je přímo integrována pohybová rovnice náhradní dynamické soustavy. Ze zjištěných posunů v čase (*obr. 13*) je zpětně přes matici poddajnosti dopočítána dvojice sil vyvozujících maximální namáhání



Obr. 12b. Průběh nárazu – závislost nárazové síly na čase

pilíře (10 802,05;-653,63) [kN]. Těmito silami je zatížen prutový model pilíře, a následně jsou vyčísleny vnitřní síly.



Obr. 13. Odezva systému na nárazovou sílu v závislosti na čase
- - - posun v hlavě pilíře, — posun v místě nárazu

Síla pro náraz ve směru jízdy má pro stanovení dynamické odezvy hodnotu 5 762,65 kN (9 707,76 kN lokální extrém), avšak síla způsobující maximální posuny z hlediska dynamiky nárazu je 6 471,64 kN (10 802,05 kN lokální extrém), dynamický součinitel je 1,12. Pro mimořádnou návrhovou situaci rozhoduje smykové namáhání a jeho využití 170 % (280 % lokální extrém) (*tab. 5*).

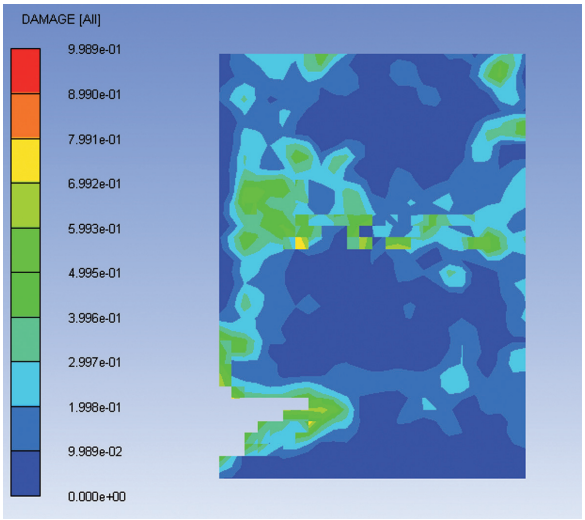
Takto popsaná metoda byla stanovena pro zpřesnění průběhu nárazové síly definované obdobným způsobem jako v normě [1]. Je zřejmé, že kombinace nelineárního průběhu nárazu s posouzením průřezu pilíře podle platných technických norem není ideálním řešením. Z tohoto důvodu byl pro posouzení poškozeného mostního pilíře užit komplexně nelineární přístup. Základem je již uvedený model sloužící k získání údajů nárazu v závislosti na čase. V tomto případě

Tab. 5. Skutečný náraz nákladního vozidla

Náraz vozidla	Maximální síla [kN]	Vužití [%]						Dyn. souč.
ve směru jízdy	6471,64	V_{Ed}	170	T_{Ed}	×	M_{Ed}	63	1,12
kolmo na směr jízdy	×	V_{Ed}	×	T_{Ed}	×	M_{Ed}	×	×

je však kladen vyšší důraz na přesnost sítě MKP, která musela být mnohokrát aktualizována, optimalizována a iterována tak, aby nedocházelo k energetickým nestabilitám. Samotný materiál betonu byl uvažován, stejně jako v předchozím případě, RHT s poškozením [6], aby ideálně popisoval chování křehkého materiálu při uvážení efektu „strain-rate“ [8], [12].

Další složkou komplexní nelineární analýzy je nutnost vnést, do modelu již poškozeného pilíře, zatížení odpovídající zatížení od dopravy na převáděné komunikaci. Hlava pilíře byla proto zatížena modelem zatížení od dopravy LM1, které začne působit v okamžiku 300 ms, tedy téměř na konci průběhu nárazu. Z výsledků analýzy potom vychází, že takto poškozený pilíř dodatečnému zatížení od dopravy vyhoví (*obr. 14*).



Obr. 14. Poškozený pilíř při dodatečném zatížení modelem zatížení od dopravy LM1

Porovnání jednotlivých přístupů

Technická norma [1] popisuje dva postupy stanovení nárazové síly působící na podpěrnou konstrukci – zjednodušenou metodu založenou na ekvivalentní statické síle, která se stanoví z příslušných tabulek a zpřesněnou metodu založenou na změně hybnosti narážejícího vozidla a dynamické analýze mostní konstrukce. Zpřesněná metoda udává nárazovou sílu třikrát větší než metoda zjednodušená, v obou případech však pilíř vyhovuje.

Pro simulaci skutečného nárazu byl vytvořen model nárazu nákladního vozidla do mostního pilíře obsahující geometrické a materiálové nelinearity. Umožnil zjistit průběh rychlosti vozidla během nárazu a následně z hybnosti nárazovou sílu nákladního vozidla, která je dvakrát větší než síla uvažovaná při dynamické analýze a šestkrát větší než uvažovaná ekvivalentní statická síla.

V případě posouzení mostního pilíře z hlediska postupů uvedených v [1] daná konstrukce v obou případech působí-

címu zatížení odolává. Při zatížení konstrukce nárazovou silou, získanou z celkového modelu nárazu, pilíř nevyhovuje. Zatížení nárazem vozidla, získaného nelineárním výpočtem se zohledněním jeho skutečných přetvárných vlastností, se do výpočtu zavede dle odst. 6.3.2 (4) [2]. Pro nejasnost kombinace dvou přístupů byla provedena komplexní nelineární analýza pilíře poškozeného nárazem vozidla. Při zatížení LM1 však pilíř vyhoví a k progresivnímu zřícení nedochází.

Závěr

Porovnání průběhu nárazu z výsledků získaných numerickým modelem a zpřesněným normovým přístupem (příloha C [1]) vede přibližně ke stejným výsledkům. Celkový čas samotného nárazu je v obou případech okolo 325 ms a při uvažování lineárního zpomalení vozidla během nárazu (*obr. 12a*) jsou i hodnoty a průběh nárazové síly velmi podobné. Nárazová síla je v [1] uvažována změnou hybnosti v čase (vztah (1)). Počáteční rychlost a hmotnost jsou totožné a jedinou proměnnou je pouze trvání nárazu. Obecně lze konstatovat, že zpřesněný postup výpočtu nárazové síly dle normy [1] odpovídá spíše skutečnému nárazu, zatímco základní přístup je velmi odlišný a na nebezpečné straně. Na základě komplexního porovnání je tedy pro praktické využití při analýze konstrukcí vystavených nárazu vozidel možné doporučit přístup podle ČSN EN 1991-1-7, přílohy C [1].

Článek vznikl za podpory projektu FR-TI3/531 Ministerstva průmyslu a obchodu.

Literatura

[1] ČSN EN 1991-1-7 Zatížení konstrukcí, Obecná zatížení – Mimořádná zatížení. ÚNMZ, 2007.
[2] ČSN EN 1990 Zásady navrhování konstrukcí. ÚNMZ, 2007.
[3] ČSN EN 1991-2 Zatížení konstrukcí, Zatížení mostů dopravou. ÚNMZ, 2005.
[4] CEB-FIP Model Code 1990. Comité Euro-International du Béton, 1993.
[5] Nehodovost [cit. 06-03-2011]. www.policie.cz/nehodovost.aspx >
[6] AUTODYN Manuals: Chapter 9: Material models. Sam Ramon, 2009.
[7] Rossi, P. – van Mier, J. G. M. – Toutlemonde, F. et al.: Effect of loading rate on the strength of concrete subjected to uniaxial tension. Mater. Struct., 27, 1994, pp. 260-264.
[8] Rossi, P.: Strain rate effects in concrete structures: LCPC experience. Mater. Struct., 1997, pp. 54-62.
[9] Leppänen, J.: Numerical simulation of projectile penetration in concrete. Göteborg, 2003.
[10] Brannon, R. M. – Leelavanichkul, S.: Survey of four damage models for concrete. Sandia National Laboratories, 2009.
[11] Georgin, J. F. – Reynouard, J. M.: Modeling of structures subjected to impact: concrete behaviour under high strain rate. Cement & Concrete Composites, 25, 2003, pp. 131-143.
[12] Cusatis, G.: Strain rate effects on concrete behavior. International Journal od Impact Engineering, 38, 2011, pp. 162-170.

Numerické modelování spřažení dřevobetonové stropní konstrukce

Ing. David MIKOLÁŠEK
Ing. Oldřich SUCHARDA
VŠB-TU Ostrava – Fakulta stavební

Článek se zabývá modelováním spřažení dřevobetonové stropní konstrukce, u které je zohledněn prokluz s využitím kontaktních prvků. Numerické modelování je doplněno normovým výpočtem. Cílem je zjištění tuhosti spřažení pro konkrétní typ vlepené lišty.

Numerical modelling of a composite timber-concrete floor structure

The paper deals with the modelling of a composite timber-concrete floor structure in which slip using contact elements is reflected. Numerical modelling is complemented by a norm computation. This article aims to determine the composite stiffness for a particular type of glued strips.

Úvod

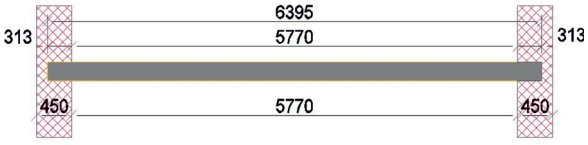
Pro numerické a analytické modelování spřažení dřevobetonových konstrukcí byla provedena řada fyzikálních zkoušek [3], [4], [5] a [12]. Každá z nich je přizpůsobena konkrétnímu případu a nelze ji zobecnit. Analýzou dřevěných konstrukcí se zabývá [6] a [10]. V článku jsou k numerickému modelování použita data z dokumentace statického zajištění dřevobetonové stropní konstrukce [1].

Cílem článku je porovnání prostorových numerických modelů se zjednodušenými přístupy podle norem [14], doporučení [16] a základních fyzikálních vztahů, u kterých se musí přihlédnout k omezení platnosti předpokladů lineárního chování jednotlivých materiálů.

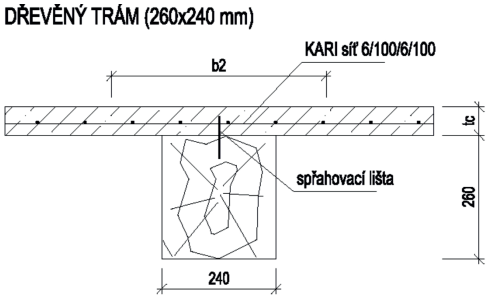
Konstrukční řešení stopní konstrukce

Stropní konstrukce se nachází v budově s nosným stěnovým systémem a dřevěným trámovým stropem, který již nevyhovoval provozním požadavkům. Důvodem dodatečného provedení spřažení dřevobetonového stropu bylo zvýšení tuhosti stropní konstrukce a zmenšení svislých deformací. Typická část půdorysu a řez stropní konstrukcí je vidět na *obr. 1* a *obr. 2*. Ke spřažení dřevobetonového stropu jsou využity vlepené perforované ocelové lišty (*obr. 3*) [2]. Ocelová vlepená lišta je namáhána především smykem a v místě provlečení ocelových výztuží lokálním tlakem. Může zde také docházet částečně k ohybu. Při betonáži (montážní stav) byla konstrukce stropu po celou dobu podepřena, než došlo ke (spřažení) spolupůsobení betonové desky a dřevěného trámu, přičemž pro betonáž se může využít ztracené bednění na bázi štěpkocementových desek [7].

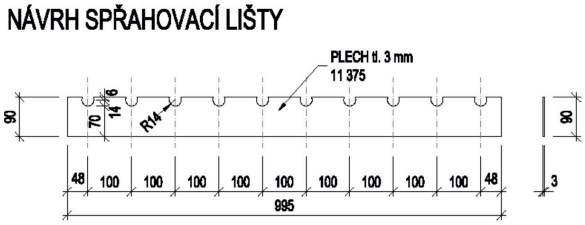
U betonové desky se přepokládá namáhání tlakem. Efektivní šířka betonové desky na *obr. 2* je označena b2. Pokud by byl beton také tažený, např. u tlusté betonové desky, tak v tažené oblasti by musela být ocelová výztuž. Stropní betonová deska je monolitická přes celé podlaží. Stropní trámy jsou prostě uloženy na obvodovou zděnou nosnou konstrukci.



Obr. 1. Půdorys spřaženého trámu „T9“ [1], [2]



Obr. 2. Řez spřaženou konstrukcí [1], [2]



Obr. 3. Spřahovací ocelová lišta [1], [2]

Zatížení a materiálové vlastnosti

Zatížení stopní konstrukce tvoří zatížení stálé 3,12 kNm^{-2} a nahodilé 1,5 kNm^{-2}. Nahodilé zatížení se předpokládá užitné, střednědobé. Dílčí součinitele zatížení jsou použity dle EC1 [16]. Materiálové vlastnosti použitého dřeva, betonu a oceli jsou shrnuty v *tab. 1* až *tab. 3*. Dřevo je citlivé na prostředí a dobu trvání zatížení, je nutné proto k těmto vnějším faktorům přihlížet. Spražený dřevobetonový strop je zařazen ve třídě použití II. Zatížení se předpokládá střednědobé (lidmi, nábytkem), použije se modifikační součinitel k_{mod} = 0,8. Pro stávající dřevo C24 klesá jeho výpočtová únosnost na 14,77 MPa.

Tab. 1. Vlastnosti betonu C25/30 pro výpočet

Označení	Jednotka	
E_c	[MPa]	30 000
μ	[-]	0,2
f_t	[MPa]	2,5

Tab. 2. Vlastnosti oceli 11 375 pro výpočet

Označení	Jednotka	
E_s	[MPa]	210 000
μ	[-]	0,3
G_s	[MPa]	80 700
f_y		360
f_u		440

Tab. 3. Vlastnosti dřeva C24

Označení	Jednotka	
E_x	[MPa]	11 000
E_y		900
E_z		500
μ_x	[-]	0,37
μ_y		0,25
μ_z		0,47
G_x	[MPa]	750
G_y		39
G_z		720

Materiálové charakteristiky jsou pro fyzikálně nelineární výpočet ve výpočetním systému ANSYS [13] stejné jako v *tab. 1* až *tab. 3*, jen jsou doplněny o horní hranice meze kluzu. Od této hranice se materiály začnou chovat plasticky, viskoplasticky podle druhu použitého materiálu. Ocel je plastická v tahu i v tlaku, beton je v tlaku (při drcení) plastický, v tahu (při porušení) křehký, dřevo jako anizotropní materiál je poněkud složitější, ale dá se říci, že tlak kolmo na vlákna i rovnoběžně s vlákny je viskoplastický. Tah rovnoběžně a kolmo na vlákna je považován za křehký, to samé platí pro smykové namáhání.

Pevnost betonu v tlaku v systému ANSYS [13] pro konečný prvek SOLID 65 je vyšší než pevnost pro tuto třídu betonu, přepokládá se 40 MPa. Důvodem je numerická stabilita výpočtu. Pokud pomineme lokální napětí (které vždy doprovázejí 2D a 3D modely MKP), tak toto zvýšení pevnosti poskytne určitou rezervu před numerickou divergencí v oblasti lokálního drcení a trhání betonové konstrukce. Tuhost konstrukce zůstane téměř nezměněna, takže výsledné pracovní diagramy tuhosti konstrukce jako celku jsou tímto předpokladem odchýleny od skutečného tvaru nepatrně [11].

Numerické modely a výpočty

Výpočty dřevobetonového stropu jsou provedeny celkem v devíti variantách, které zahnují normový výpočet, výpočet v programu SCIA [15] a sedm výpočtů v programu ANSYS [13]. Normový výpočet je založen na předpokladu lineárního chování. Tento typ výpočtu lze aplikovat, pokud je spojení dřevo/beton tuhé (bez prokluzu). Tedy, že řez zůstane i po deformaci rovinný, nedojde k prokluzu, u reálné konstrukce téměř nemožné. V našem případě (s vlepenou ocelovou lištou) jsou rozdíly zanedbatelné a spřažení se dá považovat za velmi tuhé.

V normovém výpočtu se přepokládá ohybová tuhost dřevobetonového nosníku stanovením ideálního průřezu, který vznikne redukováním spolupůsobící části desky pracovním součinitelem $v = E_c/E_d$.

V programu SCIA [15] byl vytvořen model celé stropní desky. Na základě analýzy tvznikly tři typy modelů průřezu T (první typ je spojení skořepina/skořepina, druhý typ modelu je skořepina/prut/skořepina, třetí typ volné položení skořepiny reprezentující betonovou desku na skořepinu stropního trámu pomocí fiktivních prutů), jde vždy o plošné dvojrozměrné konečné prvky. Na základě těchto numerických modelů byla pro porovnávání vybrána varianta skořepina/skořepina (první typ). Ke třetímu typu je vhodné poznamenat, že na pruty lze dodatečně dávat klouby s různou tuhostí (rotační a proti posunutí), a tím simulovat také poddajné spojení bez nutnosti měnit model.

Modely v programu ANSYS [13] jsou tvořeny trojrozměrnými konečnými prvky typu SOLID 45 a SOLID 65, blížícími se reálné konstrukci. Jednotlivé modely v systému ANSYS [13] zahrnují vliv prokluzu kontaktních ploch a nezanedbává se prostorové působení konstrukce jako celku včetně tření. Modely v systému ANSYS [13] se dělí na sedm základních typů, přičemž u dřeva je vždy přepokládána ortotropie:

A– spojení mezi dřevěným stropním trámem a betonovou deskou je dokonale tuhé (lze počítat podle teorie lineární pružnosti). Fyzikální linearita;

B– spojení je dokonale tuhé jen mezi lepenou spárou dřevo/ocel, betonová deska je položena na dřevěný trám kontaktně se třením a také spojení mezi ocelovým spřahovacím prvkem a betonovou deskou je pouze kontaktní se třením (uvažuje se odtržení betonu od ocelového prvku, spřažení je přenášeno dále jen kontaktně tlakem a třením). Fyzikální linearita;

C– spojení je dokonale tuhé jen mezi lepenou spárou dřevo/ocel/betonová deska a betonová deska je zároveň položena na dřevěný trám kontaktně se třením. Fyzikální linearita;

D– betonová deska je položena na dřevěný trám kontaktně se třením, spřahovací ocelová lišta zde není (jde o případ oddělených průřezů bez spřažení, zde se pouze sečtou odděleně tuhostní charakteristiky). Fyzikální linearita;

E– spojení je dokonale tuhé jen mezi lepenou spárou dřevo/ocel/betonová deska, betonová deska je zároveň položena na dřevěný trám kontaktně se třením. Materiál betonové desky je uvažován s fyzikální nelinearitou. U ocelového spřahovacího prvku a dřevěného trámu je počítáno také s fyzikální nelinearitou;

F– spojení je dokonale tuhé jen mezi lepenou spárou dřevo/ocel, betonová deska je položena na dřevěný trám kontaktně se třením a také spojení mezi ocelovým spřahovacím prvkem a betonovou deskou je pouze kontaktní se třením (uvažuje se odtržení betonu od ocelového prvku, spřažení je přenášeno dále jen kontaktně tlakem a třením). Materiál betonové desky je uvažován s fyzikální nelinearitou. U ocelového spřahovacího prvku a dřevěného trámu je počítáno také s fyzikální nelinearitou;

G– zatížení prvku je voleno spojitým zatížením a bodovou silou uprostřed rozpětí. Síla je volena 0-200 kN a je sledována tuhost a odezva konstrukce na toto zatížení. Materiál betonové desky je uvažován jako fyzikálně nelienární. U ocelového spřahovacího prvku a dřevěného trámu je počítáno také s fyzikální nelinearitou. Model je volen podle typu E (spojení je dokonale tuhé jen mezi lepenou spárou dřevo/ocel/betonová deska, betonová deska je volně položena na dřevěný trám kontaktně se třením). Zatížení se u tohoto modelu lišilo od předešlých modelů, které uvažovaly pouze normové zatížení (běžný návrh). Konstrukce byla zatěžována do limitního porušení jednotlivých komponent stropu.

Výsledky – normový výpočet

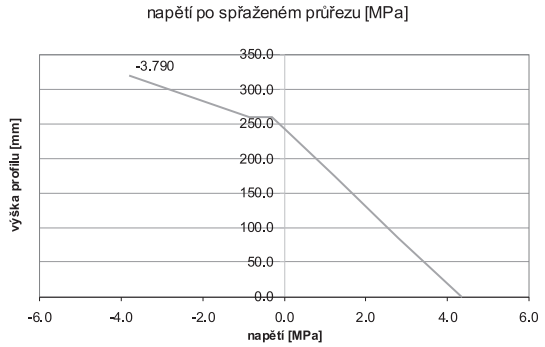
Vybrané výsledné hodnoty z normového výpočtu, který je určen pro kontrolu pokročilejších modelů, uvádí *tab. 4*. Křivka představující průběh napětí od ohybu na dokonale spřaženém průřezu podle lineární teorie je na *obr. 4*. Lineární teorie ve smyslu, že průřez po deformaci zůstane rovinný. Nedojde k prokluzu mezi dřevěným trámem a betonovou deskou.

Pro volně loženou betonovou desku na stropním trámu se sečte tuhost v ohybu obou nespojených materiálů (betonové desky a dřevěného stropního trámu), výsledná deformace na průřezu T dle (1) je potom u_z = 24,2 mm (ANSYS typ F).

$$w_{ppp} = \frac{5 \cdot g \cdot l^4}{384 \cdot (E_b I_b + E_d I_d)} \qquad (1)$$

Tab. 4. Výsledky normového výpočtu

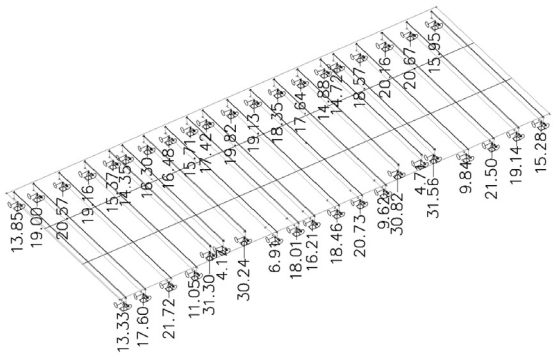
Označení	Hodnota	
poměr tuhosti	$n_{bb} = E_c / E_d$	2,73
průhyb elastický - prostý nosník [mm]	w_T	6,5
maximální moment [kNm]	M_{max}	27,17
reakce v podpoře [kN]	R	17,88
smykové napětí po průřezu [MPa]	$\tau = V_a \cdot S_z / (b_z \cdot I_{sum})$	0,35



Obr. 4. Spřahovací ocelová lišta

Výpočty v programu SCIA

Ve SCIA [15] byl nejprve vytvořen komplexnější model spřažené dřevobetonové konstrukce (*obr. 6*). Důvodem pro tvorbu složitějšího dvojrozměrného skořepinového modelu byla snaha potvrdit, že je možné počítat spřažení na vyjmutém průřezu T s dostatečnou přesností výpočtu průhybů a napětí po průřezu. Model celé stropní kostrukce je na *obr. 5*.

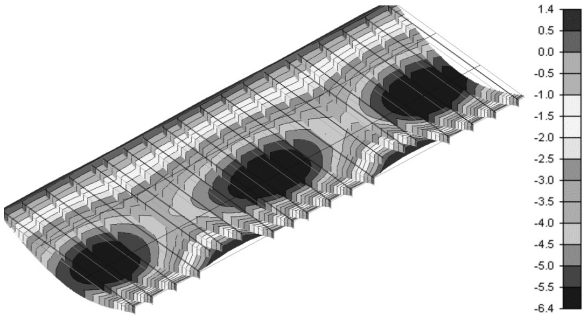


Obr. 5. Reakce na spojité desce stropní spřažené konstrukce

Deska je spojitá přes všechny stropní dřevěné trámy, je volně uložena na obvodových zdech, spřažení mezi betonovou deskou a stropním trámem je provedeno vlepením ocelové lišty.

Reakce ve svislém směru na typickém trámu pro spojitou desku dosahuje průměrně 19,7 kN. Pro další modelování je vybrán devátý trám zprava (*obr. 5*). Tento dřevěný trám byl vybrán jako ideální, protože má obě sousední pole přibližně stejně velká a jeho idealizace na průřez T není zatížena odchylkami způsobenými uložením a okolními vazbami a zatížením.

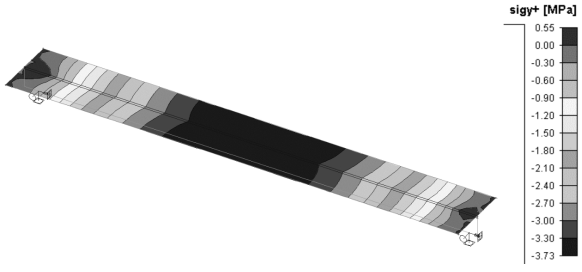
Reakce se téměř shodují s reakcí podle normového výpočtu. Rozdíl je způsoben spojitou betonovou deskou a efektem roznášení zatížení prostřednictvím této monolitické betonové desky. Pro ilustraci numerického výpočtu je na *obr. 6* vykreslena svislá deformace na spojité betonové desce (trámy jsou součástí spojité desky o více polích) pro dokonalé spřažení dřevo/beton je max u_z = –6,4 mm.



Obr. 6. Deformace na spojité desce stropní spřažené konstrukce u_z [mm]

Deformace ve svislém směru u vybraného trámu „T9“ (jako součásti spojité desky o více polích) pro dokonalé spřažení dřevo/beton je u_z = –6 mm. Tato hodnota přísluší spodnímu líci dřevěného trámu.

V programu SCIA [15] byl dále vytvořen detailní model pouze trámu „T9“. Důvodem pro tvorbu vyjmutého dvojrozměrného skořepinového modelu ze stropní desky (*obr. 6*) byla snaha o zjednodušení modelování a možnost porovnání získaných hodnot s ručním výpočtem, který je zjednodušen obdobným způsobem.

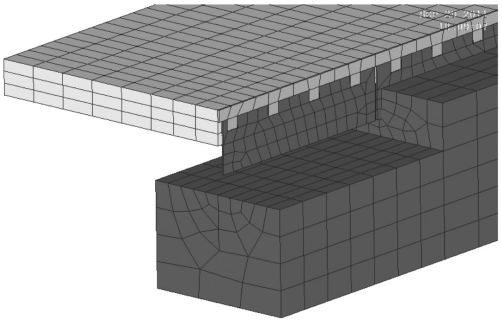


Obr. 7. Napětí na horním líci betonové desky

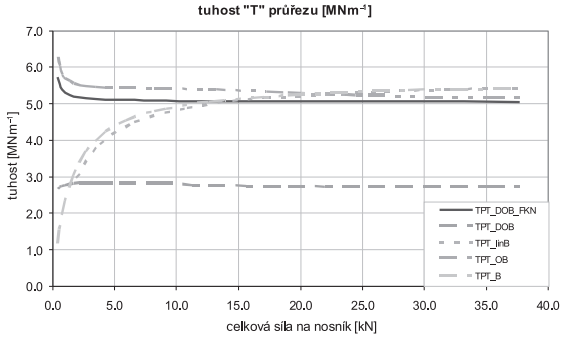
Napětí od ohybu pro dokonalé spřažení dřevo/beton na vyjmutém profilu T pro betonovou desku je uvedeno na *obr. 7*, horní vlákna (typ 1). Napětí ve smyku na spřahovací ocelové liště dosahují 23,5 MPa. Nejvyšší hodnoty jsou pro tuto geometrii a zatížení podle očekávání v místech s největší posouvající silou, tedy u podpor. Hodnoty smykových napětí sledují změnu posouvající síly po průřezu. Výsledná svislá deformace pro dokonalý spřažený průřez u profilu T je –6,5 mm (typ 1 a typ 2) a pro nespřažený průřez –24,4 mm (typ 3).

Výpočty v programu ANSYS

Ve výpočetním systému ANSYS [13] byl vytvořen metodou konečných prvků trojrozměrný model, jehož výřez je na *obr. 8*. Tento numerický model zahrnuje vliv kontaktů jak v oblasti kolem zabetonované ocelové lišty, tak především v uložení betonové desky na dřevěný stropní trám. Model byl vypočten fyzikálně lineárně a také fyzikálně nelineárně pro beton, ocel a dřevo. U dřevěného trámu se přihlíželo k ortotropní povaze materiálu.



Obr. 8. Detail sítě konečných prvků ANSYS



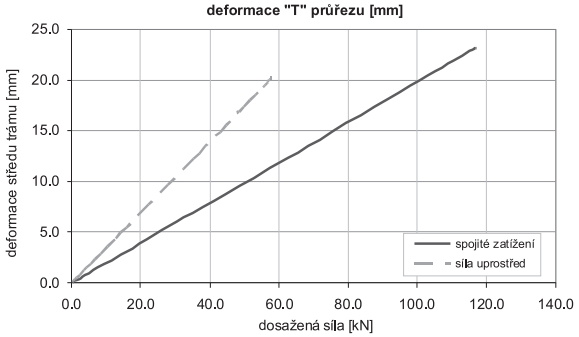
Obr. 9. Detail sítě konečných prvků ANSYS

Křivky znázorňující tuhost zpraženého nosníku (typu E) jsou vidět na *obr. 9*. Nosník byl zatížen spojitým zatížením a vlastní tíhou. Křivky byly získány dělením celkové vstupní síly do konstrukce deformací uprostřed rozpětí. Křivka představuje tuhost, která je pak vynášena na svislou osu, na vodorovné ose je příslušná síla působící na konstrukci.

Křivka TPT_OB (čárkovaná se dvěma tečkami) představuje typ výpočtu E, pouze není uvažována fyzikální nelinearita dřeva, křivka TPT_DOB_FKN (plná čára) představuje typ E. Obě jsou si blízké. Důvodem, proč je tuhost pro křivku TPT_DOB_FKN nižší, je skutečnost, že při zahrnutí fyzikální nelinearity klesá tuhost kontaktů, a tím se zvyšuje penetrace mezi plochami a dochází k numerickému prokluzu. Tedy, pro přiblížení se k reálnější tuhosti ve spřažení byla zvýšena kontaktní tuhost o jeden řád pro slepené kontakty mezi ocelovou lištou a dřevěným trámem. Zde bylo vysledováno, že kontaktní tuhost pro tento typ úlohy má významný vliv, pokud uvážíme fyzikální nelinearitu, a to především pro ortotropně uvažované dřevo [8], [9].

Zaoblená křivka TPT_B (čárkovaná s jednou tečkou) představuje typ *E*, kde je fyzikálně nelineární pouze beton. Křivka TPT_linB (tečkovaná čára) představuje typ *E*, kde jsou všechny materiály fyzikálně lineární. Obě křivky jsou si také blízké. Cílem bylo ukázat vliv různého nastavení fyzikální nelinearity na tuhost ve spřažení pro numerický model. Vidíme, že obě křivky se blíží v tuhosti ve spřažení ke křivkám TPT_OB a TPT_DOB_FKN pro zatížení rovnému přibližně polovině výpočtové hodnoty zatížení. Spodní křivka TPT_DOB (čárkovaná linie) představuje typ *E*. Zde je vidět, že pokles tuhosti proti výše zmíněným numerickým testům je značný. Je to způsobeno především poklesem kontaktní tuhosti ve slepených kontaktech dřevo/ocel. Tato křivka znázorňuje nutnost přehodnotit nastavení kontaktních prvků, nebo uvážit vliv fyzikální nelinearity dřeva, popř. dalších materiálů.

U těchto spřažených modelů (modelů s uvážením nelinearity betonu) nedojde k překročení pevnosti betonu v tlaku. Byl zde vypozorován, pro plné zatížení, vznik tahových trhlin. Tyto trhliny však vznikly na mezi pevnosti betonu v tahu pro nevyztužený průřez (v modelu nebyla uvážena výztuž betonu). Pokud bychom v numerickém modelu uvážili ocelovou výztuž, tak trhliny v numerickém modelu vzniknou, ale nebudou mít vliv na konvergenci výpočtu a tuhost modelu (pro tuto geometrii, způsob zatížení a jeho velikost). Pro nevyztuženou nelineárně počítanou betonovou desku (model concrete pro konečný prvek SOLID 65) není vlivem lokálního výskytu trhlin ovlivněna tuhost ve spřažení (pro tuto geometrii, způsob zatížení a jeho velikost).



Obr. 10. Pracovní diagram

Dvě křivky, které reprezentují dosažené zatížení pro fyzikálně nelineární model typ G s uvážením zvýšením kontaktní tuhosti, jsou na *obr. 10*. První (plná) představuje deformaci průřezu uprostřed rozpětí od spojitého zatížení, druhá (čárkovaná) představuje deformaci průřezu T uprostřed rozpětí od síly uprostřed. Cílem bylo zjistit, při jaké hodnotě zatížení dojde k divergenci výpočtu a jak se v této fázi chovají materiály.

Na první pohled je patrné, že dosažené zatížení průřezu T je vyšší pro zatížení spojitým zatížením. Vysvětlení je spojeno s rozborem divergence výpočtu pro oba modely. Pro maximální dosažené spojité zatížení a maximální dosaženou sílu uprostřed nosníku je moment na spřaženém průřezu M_{sp} = 90 kNm, pro tuto hodnotu zatížení nedosahují napětí na oceli a dřevě hodnot, při nichž by se projevila fyzikální nelinearita, tudíž pokles tuhosti. Oba modely při divergenci výpočtu vykazují přibližně stejný maximální ohybový moment (M_{sp} = 90 kNm), a tedy i napětí na prvcích. Celkové zatížení musí být vyšší na modelu se spojitým zatížením, aby bylo dosaženo stejného maximálního ohybového momentu.

Jediným důvodem pro divergenci ve výpočtu zůstává divergence vlivem použití kontaktů (složitá a citlivá úloha na konvergenci) a divergence vlivem vzniku tahových napětí překračující pevnost betonu v tahu.

Po identifikaci stavu materiálu betonu v modelu ANSYS byly nalezeny jen tahové trhliny. Dá se předpokládat, že výskyt trhlin v nevyztuženém modelu vedl k divergenci při iterování, a tudíž zde jde o limitní hodnotu zatížení pro nevyztužený betonový průřez (fyzikální hodnota by mohla

Tab. 4. Porovnání deformací a napětí pro jednolivé numerické modely

Model/ řešení	Normový výpočet	SCIA	ANSYS					
			A	**B**	**C**	**D**	**E**	**F**
deformace [mm]	6,483	6,5	6,765	10,664	7,06	21,004	**7,557**	13,772
napětí horní líc beton [MPa]	–3,79	–3,73	–4,7	–4,5	–4,7	–5,157	**–4,5**	–5
napětí dolní líc beton [MPa]	–0,86	–1,05	–1,8	0,7	–1,7	4,738	**–0,8**	0.40
napětí horní líc dřevo [MPa]	–0,315	–0,47	–0,827	–3,8	–0,9	–7,354	**–1**	–5,2
napětí dolní líc dřevo [MPa]	4,34	4,37	4,12	5,39	4,18	7,734	**4,3**	6,17
napětí smykové oceli [MPa]	–	23	–	–	–	0	**17**	–

být vyšší, jen by to vedlo ke snížení tuhosti průřezu T vlivem potrhání betonového průřezu, numerický model nebyl pro konkrétně použité nastavení pevností a kritérií konvergence schopen dále iterovat).

Shrnutí výsledků

Výsledky dosažené na numerických modelech a normovým kontrolním výpočtem jsou seřazeny v *tab. 4*. Typy jsou rozděleny podle fyzikální nelinearity a způsobu spojení mezi jednotlivými komponenty. Modely ANSYS A až D jsou fyzikálně lineární, E a F fyzikálně nelineární se zvýšenou kontaktní tuhostí (při fyzikálně nelineárních materiálech klesá kontaktní tuhost).

Závěr

Po porovnání výsledků výpočtů se může konstatovat, že u modelů s kontaktními prvky leží svislé deformace pro jednotlivé modely mezi dokonalým spřažením a volně loženou deskou. Pokud budeme porovnávat deformace u normového postupu, tak shoda (normový postup a komplexnější numerické modely) je v rámci přijatých zjednodušení dobrá a dá se říci, že zjednodušené předpoklady o chování materiálů podle norem v oblasti používání běžných konstrukcí a jejich zatížení v pružné oblasti jsou dostačující. Deformace u numerických modelů v systému ANSYS [13] jsou celkově větší. Je to způsobeno především použitím kontaktních prvků, zohledněním nelinearit, ortotropie dřeva a prostorovým působením modelu. Typ E (*tab. 4*) pro křivku TPT_DOB_FKN se nejvíce blíží reálnému nastavení parametrů fyzikální nelinearity materiálů a kontaktů podle skutečných hodnot.

Bylo zjištěno, že u trojrozměrných modelů MKP v systému ANSYS [13] s použitím fyzikální nelinearity a kontaktních prvků je třeba zvýšit kontaktní tuhost. Je to z proto, že pro fyzikální nelinearitu roste vzájemná penetrace kontaktů. Z pohledu průběhu pracovních diagramů je chování modelu složitější při zatěžování překročující mez kluzu oceli a pevnostních charakteritik dřeva a betonu. Zde již dochází ke značnému poklesu tuhosti vlivem plastizace dřeva a porušení betonu. U použitých prostorových numerických modelů docházelo ke kolapsu konstrukce (vyčerpání lokální únosnosti) nejčastěji při prokluzu vlepené lišty mezi dřevem a ocelovou lištou. Pro zvolený model spražené dřevobetonové konstrukce je možné provést návrh zohledňující prokluzy ve spojích také s využitím ČSN EN 1995-1-1, přílohy B.

Článek vznikl za podpory projektů SP2011/74 a SP2012/99 Studentské grantové soutěže VŠB-TU Ostrava.

Literatura

[1] Čajka, R. a kol.: Projektová dokumentace - Statické zajištění objektu č. p. 936/21, Sokolská třída, Moravská Ostrava, arch. číslo AR-0922-BK-03, ARMING, spol. s r.o., Ostrava 07/2009.

[2] Čajka, R.: Statické zesílení stávající dřevěné trámové stropní konstrukce. Užitný vzor CZ 22590 U1 ze dne 15.8.2011, Úřad průmyslového vlastnictví ČR.

[3] Franková, V.: Návrh materiálů pro spřažené dřevo-betonové stropy bytových staveb, [Diplomová práce], VŠB-TU Ostrava, 2007.

[4] Guan, Z.W. – Zhu E.C.: Finite element modelling of anisotropic elasto-plastic timber composite beams with openings, Engineering Structure, 31, 2009, pp. 394-403.

[5] Johnsson, H.: Plug Shear Failure in Nailed Timber Connections – Avoiding Brittle and Promoting Ductile Failures. [Doctoral Thesis], Div. of Timber Structures, Lulea University of Technology, 2004.

[6] Kuklík, P. – Kuklíková, A.: Methods for evaluation of structural timber. Drevarsky Vyskum/Wood Research, Vol. 46, 2001, Iss. 1, pp. 1-10. ISSN 0012-6136

[7] Lokaj, A. – Vavrusova, K. – Rykalova, E.: Application of laboratory tests results of dowel joints in cement-splinter boards velox into the fully probabilistic methods (SBRA method). AMCE 2011. Applied Mechanics and Materiale, Vol. 137, 2012, pp. 95-99. ISSN 1660-9336, www.scientific.net/AMM.137.95.

[8] Lopes, S. – Jorge, L. – Cruz, H.: Evaluation of non-linear behavior of timber-concrete composite structures using FE model. Materials and Structures/Materiaux et Constructions, Volume 45, 2012, Iss. 5, pp. 653-662. ISSN 1359-5997

[9] Charvát, M. – Macháček, J.: Spřažení ocelobetonových příhradových mostů. Stavební obzor, **21**, 2011, č. 10, s. 290-296. ISSN 1210-4027

[10] Mikolášek, D.: Analýza vrcholové části spoje lepené lamelové konstrukce. Stavební obzor, **19**, 2010, č. 8, s. 239-242. ISSN 1210-4027

[11] Mikolášek, D. – Sucharda, O. – Brožovský, J.: Přístup k modelování a analýze železobetonových konstrukcí. Konstrukce, **10**, 2011, č. 5, s. 12-17. ISSN 1213-8762

[12] Mungwa, M. S. – Jullien J.-F. – Foudjet, A. – Hentges, G.: Experimental study of a composite wood-concrete beam with the INSA-Hilti new flexible shear connector. Construction and Building Materiale, 13, 1999.

[13] Release 11 Documentation for ANSYS, SAS IP, INC., 2007.

[14] Porteous, J. – Kermani, A.: Structural Timber Design to Eurocode 5. Hardcover, 560 p., 2007. ISBN 978-1-4051-4638-8

[15] Scia Engineer [online]. 2012 [cit. 2012-01-01]. www.scia-online.com

[16] Scheer, C. – Peter, M. – Stöhr, S.: Holzbau-Taschenbuch: Bemessungsbeispiele nach der neuen DIN 1052. Ernst & Sohn 2004, 383 s. ISBN 978-3-433-01283-3

Model WEPP a jeho testování na experimentálních plochách

Ing. Michaela KLÍMOVÁ
ČVUT v Praze – Fakulta stavební

Problémem zrychlené eroze se vědecká obec zabývá již dlouhá léta. Hledání nových způsobů popisu erozního procesu vede ke zkoušení různých modelů.

WEPP model and its verification on experimental sites

The scientific community has dealt with the problem of accelerated water erosion for many years. Searching new ways of modelling erosion processes leads to the testing of various erosion models.

Úvod

Problémem zrychlené vodní eroze vlivem antropogenní činnosti se vědci zabývají již od první poloviny minulého století. Je dokázáno, že má za následek ekologické a ekonomické problémy, jako např. změny struktury půdy, odnos nejúrodnější vrstvy, zanášení vodních toků transportovaným materiálem, a tím zvýšení úživnosti toků či snížení zásobního prostoru vodních nádrží. Nejvíce ohrožené jsou rozsáhlé zemědělsky využívané plochy s velkým sklonem svahu.

Na území České republiky byla v první polovině minulého století průměrná plocha obdělávaného pozemku několik hektarů [2]. Po roce 1948, s nástupem komunistického režimu a intenzifikace zemědělství, došlo ke scelování úrodné půdy do ploch o rozloze 50 až 100 ha a rozorávání pastvin, luk a mezí, které umožňovalo použití těžké techniky. Následkem těchto změn a nevhodného hospodaření se rapidně zvětšila plocha degradované půdy a objem transportovaného materiálu. Částečný obrat k lepšímu nastal se změnou politického režimu. Rozsáhlé pozemky spravované státními zemědělskými družstvy byly rozčleněny, o některé části se přihlásili původní vlastníci, některé byly ponechány přirozené sukcesi.

V současné době je situace v České republice lepší, ale stále kritická. Zrychlenou erozí je ohroženo více než 50 % veškeré zemědělské půdy o rozloze 2,2 mil. ha [13]. Z toho jasně vyplývá, že problém zrychlené eroze je aktuálním tématem při ochraně přírody a krajinného rázu, a proto je třeba se touto problematikou zabývat důkladněji.

WEPP – Water Erosion Prediction Project

Při stanovování erozně ohrožených ploch se v současnosti využívá možností výpočetní techniky, a to ve formě erozních modelů. Existuje několik běžně užívaných způsobů jejich dělení, ať již podle způsobu výpočtu, délky časové základny, nebo podle velikosti řešené plochy či prostorového měřítka [5]. Za všechny zmiňuji modely empirické, např. velmi rozšířená a oblíbená metoda je univerzální rovnice ztráty půdy USLE [7] nebo emipricko-konceptuální model pro povodí SEDNET [8] či IHACRES-WQ [9], a modely fyzikální, mezi které spadá i WEPP.

Historie vývoje modelu

Projekt WEPP zahájil Úřad pro hospodářský výzkum Ministerstva zemědělství Spojených států amerických v srpnu 1985 [1]. Cílem bylo vyvinout technologii pro předpověď vodní eroze, která by nahradila doposud velice rozšířenou metodu USLE (univerzální rovnice ztráty půdy), která nedokázala odhadnout poměr odnosu splavenin SDR (Sediment Delivery Ratio), vypočítat povrchový odtok, určit místa, na nichž dochází ke ztrátám půdy v daném profilu, a odhadnout objem sedimentu ve vodní nádrži. Projekt byl vyvinut tak, aby dokázal na všechny tyto otázky odpovědět a sloužil jako náhrada za empiricky založené modely.

Na projektu WEPP se podílely agentury zabývající se problematikou ztráty půdy, zejména Úřad pro ochranu půdy (SCS – Soil Conservation Service) a Hospodářský úřad (BLM – Bureau of Land Management). Společně s Úřadem pro hospodářský výzkum pak definovaly uživatelské nároky a požadavky. Tyto „uživatelské potřeby“ posléze určovaly směr při vývoji modelu. Během prvních deseti let byly provedeny dešťové simulace na více než padesáti experimentálních plochách. Díky přenosnému dešťovému simulátoru bylo možné měřit na různých místech Spojených států a shromažďovat srážková a odtoková data, ztrátu půdy a půdní vlastnosti. Tato data byla použita při vývoji predikčních rovnic, pro parametrizaci modelu a testování. Mezi základní části modulu pro svah patřil generátor počasí, hydrologie povrchových vod, hydraulika povrchového odtoku, svahová eroze, vodní bilance, růst rostlin, hospodaření se zbytky rostlin a jejich rozklad, narušování půdy jejím zpracováním a zavlažování. Model WEPP vynikal separací erozních procesů na uvolnění částic v rýze následkem překročení tečného napětí a uvolnění částic při plošném odtoku jako výsledek intenzity deště. Dodatečně byl model schopen simulovat transport, zrnitostní složení a ukládání sedimentu [1]. Prototyp modulu pro svah (v89) včetně dokumentace byl předán zástupcům uživatelských agentur v roce 1989. Další vývoj převzal především Úřad pro hospodářský výzkum Ministerstva hospodářství Spojených států amerických, hlavním řešitelem se stal J. M. Laflen. V té době WEPP procházel rozsáhlým testováním, hydrologickou parametrizací a validací. Do modelu (v95.7) bylo zahrnuto zavlažování, zimní procesy, podpovrchová drenáž, nehomogenní hydrologie, hydrologie otevřených koryt, eroze koryt, sedimentace ve vodní nádrži a další. Tato verze obsahovala i rozhraní DOS, které umožňovalo simulaci jak v modulu pro svah, tak v modulu pro povodí. Uživatelsky příjemnější prostředí Windows bylo vyvinuto v roce 1999.

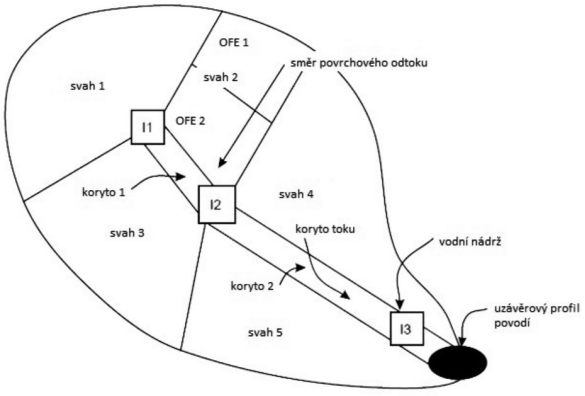
Vzhledem ke komplexnosti bylo nutné propojit model s geografickými informačními systémy a využít digitální modely terénu pro popis povodí. Roku 2001 vznikl GeoWEPP, který obsahuje GIS model, TOPAZ (Topographic Parametrization), jenž vytváří odtokovou síť z povodí,

a TopWEPP pro půdní a vegetační parametry. GeoWEPP umožňuje zjednodušit a zpřístupnit model WEPP širšímu spektru uživatelů. Využitím prostředků GIS se částečně odbourá zdlouhavé a obsáhlé zadávání vstupních parametrů z klasického modelu.

Základní principy modelu

WEPP představuje novou kategorii erozních modelů. Je postaven na principu stochastického generátoru počasí, na základech hydrologie, infiltrační teorie, půdní fyziky, hydrauliky, erozních mechanizmů a biologii rostlin [3]. Oficiálně je charakterizován jako „process-based, distributed parameter, continuous simulation, erosion prediction model“, což v překladu znamená geometricky dělený, kontinuální simulační model založený na jednotlivých procesech eroze. Distribuovanými parametry jsou např. množství a intenzita srážek, půdní textura, parametry růstu rostlin, sklon a erodovatelnost půdy. Kontinuální proto, že je možné simulovat několik let, přičemž každý den má svou sadu vstupních klimatických dat. V případě, že nastane povrchový odtok, je počítána ztráta půdy a objem odneseného sedimentu pro danou událost. Velkou výhodou modelu je, že odhaduje prostorovou a časovou distribuci ztráty půdy (je možné určit čistou ztrátu půdy pro celý svah i pro libovolný bod na svahu). Protože jde o model založený na erozních procesech, může být extrapolován na širokou škálu podmínek, které by nebylo možné (prakticky či ekonomicky) testovat in natura. Mezi základní koncepty, ze kterých WEPP vychází, patří rozdělení erozního procesu na rýhovou a mezirýhovou erozi. Model lze rozdělit na dvě části, a to modul pro výpočet povodí a modul pro výpočet samostatných svahů [3].

■ *Modul pro výpočet povodí (Watershed application)* řeší prostor, kde převládá Hortonovský odtok [3], tzn, že intenzita deště převyšuje kapacitu půdy a podpovrchový odtok je zanedbatelný. Umožňuje spojit profily svahů s vodními toky a nádržemi, simuluje uvolnění částic ve vodním toku, transport a ukládání sedimentu.



Obr. 1. Schéma povodí [3]

Schéma povodí na *obr. 1* představuje typické povodí, které je možné řešit pomocí modelu WEPP. Řešení sestává ze simulace jednotlivých svahů (svah 1-5), vodních toků (koryto 1 a 2) a vodních nádrží (I1, I2 a I3). Místa, kde je přerušen povrchový odtok nebo kde dochází k velkým změnám ve vstupních parametrech (např. jiným způsobem obdělávání), se řeší zavedením prvků OFE (Overland Flow Element).

■ *Modul pro výpočet samostatných svahů (Hillslope profile application)* je určen pro svah bez soustředěného odtoku. Ve svahové aplikaci uvažuje rýhovou a mezirýhovou erozi, transport a ukládání sedimentu, infiltraci, evaporaci a transpiraci, tání sněhu, konsolidaci půdy, povrchový odtok, růst rostlin, rozklad rostlinných zbytků, vliv vegetačního pokryvu na infiltraci a rozrušení půdního pokryvu, které má za následek uvolnění částic. Dále pak vliv klimatu a vliv zpracování půdy na půdní vlastnosti. Model pojímá prostorovou a časovou proměnlivost reliéfu, vlastností půdy, plodiny, využití území, drsnost povrchu svahu. Hydrologie povrchových vod je řešena Greenovou–Amptovou rovnicí pro nestacionární srážky, jak ji prezentuje Chu (1978). Zpočátku je infiltrační míra rovna velikosti srážek a v okamžiku, kdy je infiltrační kapacita překročena, je její míra počítána rovnicí

$$f = K_e \cdot (1 + \frac{N_s}{F}),$$

kde f je míra infiltrace [mm/h], N_s efektivní maticový potenciál [mm], F kumulativní infiltrace [mm], K_e efektivní hydraulická vodivost [mm/h].

Efektivní maticový potenciál je dán vztahem

$$N_s = (\eta_e - \theta_i) \cdot \psi,$$

kde η_e je dostupná pórovitost [mm/h], θ_i objem půdní vody a ψ průměrné čelo zvlhčení kapilárního potenciálu [mm/h].

Rise a Nearing [4] zveřejnili citlivostní analýzu, podle které je hydrologická část modelu WEPP nejcitlivější na srážkové parametry (dobu trvání, intenzitu) a hydraulickou vodivost. Současná verze umožňuje dva způsoby zadávání efektivní hydraulické vodivosti. První je zadání průměrné efektivní vodivosti, která se nemění v průběhu simulace, druhou možností je nechat stanovení na modelu, který vypočítá tuto hodnotu pomocí rovnic, jež vycházejí ze zrnitostního složení půdy a dalších vlastností půdy [4]. Na principu Hortonovského odtoku, při němž intenzita deště překračuje infiltrační kapacitu půdy, je založena většina hydrologických modelů. Ovšem v případech s vysokou hydraulickou vodivostí půdy může být podpovrchový odtok dotován z velké části srážkovou vodou. V modelu je pro popis podpovrchového laterálního proudění použit kinematický model popisující zásobu a vypouštění. Proces povrchového odtoku je chápán jako směs plošného odtoku mezi rýhami a koncentrovaného odtoku v rýhách. Výpočet plošného odtoku pak zahrnuje analytické řešení rovnice kinematické vlny a regresní rovnice derivované z kinematické aproximace pro řadu sklonů a délek svahů, faktor tření, třídy půdní textury a distribuci deště. Jakmile je stanoven vrchol a doba odtoku, je pro výpočet eroze uvažován ustálený stav na vrcholu odtoku. Doba odtoku je počítána tak, aby se dodrželo zachování celkového objemu odtoku. Erozní rovnice jsou normalizovány na průtokové množství vody a smykové napětí toku na konci uniformního svahu, a poté jsou použity pro výpočet míry uvolnění sedimentu, transportu a ukládání sedimentu v každém bodu podél profilu. Čisté uvolnění půdních částic v rýze se uvažuje tehdy, kdy tečné napětí vodního toku překročí kritické tečné napětí půdy a objem transportovaného sedimentu je menší než unášecí kapacita toku. Čisté ukládání nastává, jakmile překročí objem sedimentu unášecí kapacitu toku.

Uživatelské prostředí

WEPP je komplexní model, což může být bráno jako výhoda, ale i nevýhoda. Jeho komplexnost se odráží v počtu

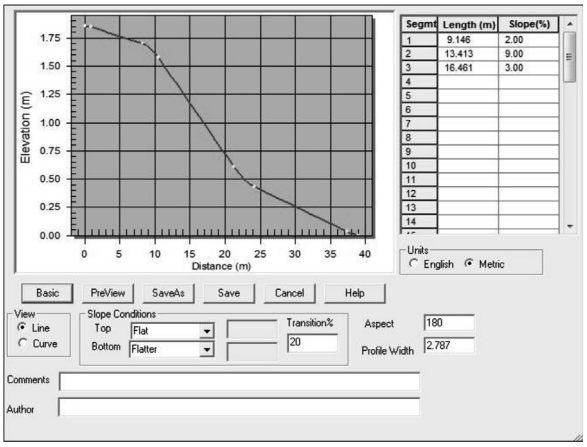
vstupních dat a parametrů. Model pro svah vyžaduje minimálně čtyři sady vstupních dat, zejména klimatický soubor, svahový soubor, soubor pro půdu a soubor s informacemi o obdělávání [6].

Klimatická data

Míra eroze je kromě dalších faktorů závislá na intenzitě srážky a celkových klimatických podmínkách. Model WEPP pro generování kontinuálních klimatických dat či jednotlivých přívalových srážek využívá samostatného programu CLIGEN [3]. Jeho součástí je databáze s více než 7 000 klimatickými stanicemi z celých Spojených států. Další možností, jak zadat klimatická data, je Breakpoint Climate File, tj. soubor, který charakterizuje srážku rozdělením na úseky stejné intenzity. Místo, v němž se intenzita srážky mění, je zlomový bod. Dalším z nástrojů je Breakpoint Climate Data Generator (BPCDG). Využívá klimatická data, která poskytuje každá standardní meteorologická stanice. Jeho použití je jednoduché, potřebná vstupní data je možné připravit pomocí jednoduchého textového editoru. Program BPCDG potřebuje čtyři vstupní soubory pro jeden simulovaný rok. První soubor obsahuje informace o srážce (den a měsíc, počátek a konec srážky, intenzitu dané srážky), druhý datum, minimální a maximální teplotu, sílu a směr větru v 8 h a 18 h. Třetí obsahuje Juliánské dny, radiaci, teplotu rosného bodu a konverzní tabulky pro rychlost a směr větru v případě, že tyto informace přímo stanice neposkytuje, a čtvrtý soubor se jménem stanice, polohou stanice, nadmořskou výškou a s roky, po která byla data zaznamenávána. Poslední a nejnáročnější možností je připravit vstupní soubor ručně. Musí obsahovat den, měsíc a rok měření (rok simulovaného odtoku), počet „brakpoint“ bodů pro daný den, maximální a minimální teplotu, denní hodnotu sluneční radiace, rychlost a směr větru a teplotu rosného bodu.

Morfologická vstupní data

Tímto souborem uživatel definuje geometrii terénu. Je k tomu zapotřebí délka, sklon a orientace svahu. Uživatel se může rozhodnout mezi lineárním tvarem či křivkou, celý svah lze rozdělit na části s různým sklonem (*obr. 2*).



Obr. 2. Vkládání morfologických dat

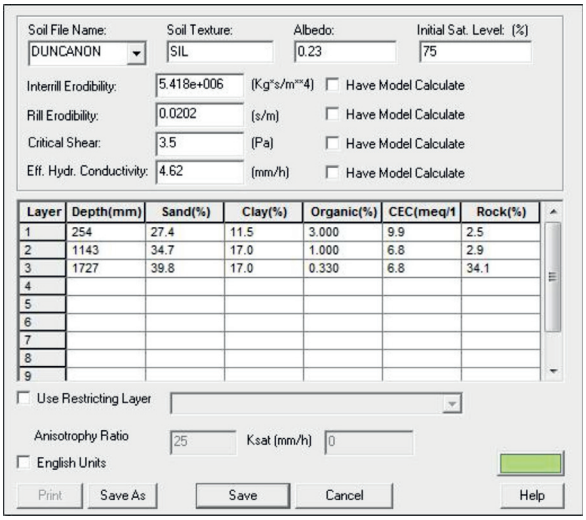
WEPP umožňuje simulovat různé typy neuniformity svahu použitím prvku OFE (Overland Flow Elements), jenž značí místo s homogenní půdou, plodinou a managementem. Pro tuto verzi modelu je k dispozici maximálně deset prvků na svah. Skutečnost, že uživatel prvek OFE využívá, musí být patrná i v ostatních vstupních souborech (svah, půda, management, zavlažování).

Vstupní data managementu obdělávání

Vstupní soubor obsahuje veškeré informace vztahující se k pěstovaným rostlinám (pastviny či jednoleté a víceleté plodiny na orné půdě), způsobu obdělávání, střídání plodin, počáteční podmínky apod. Po výběru požadované operace je umožněn přístup do dalších oddílů definujících počáteční podmínky, parametry rostlin, zpracování půdy a ostatních operací. Avšak pro uživatele, který chce aplikovat WEPP na jiné než americké podmínky a nemůže využít obsáhlých databází, je soubor managementu velmi náročné vyplnit. Pro představu o komplexnosti – v tomto oddílu je celkem 66 parametrů, z toho 21 parametrů počátečních podmínek, 12 parametrů zpracování půdy a 33 parametrů pěstovaných plodin. WEPP pro simulaci růstu rostlin využívá modifikaci modelu EPIC [10], který simuluje vliv vodního a teplotního stresu na produkci biomasy a objemu sklizně. Soubor managementu byl navržen tak, aby bylo možné upravit parametry pro každý druh plodiny i pro jejich odrůdy. Je nezbytné upravovat parametry s citem, protože v tomto místě může vzniknout řada nesrovnalostí, které se pak odrazí ve výstupních datech.

Půdní data

Půdní typ je možné charakterizovat pomocí deseti vrstev až do hloubky 1,8 m. Model sám vytváří nové vrstvy na základě původních parametrů. První dvě jsou 100 mm hluboké, všechny následující jsou pak po 200 mm (*obr. 3*). Pokud se využívá prvku OFE, je nutné každý půdní typ charakterizovat, a to i stejný půdní typ. Přesné stanovení parametru půdy je nezbytné pro celý výpočet modelu WEPP.



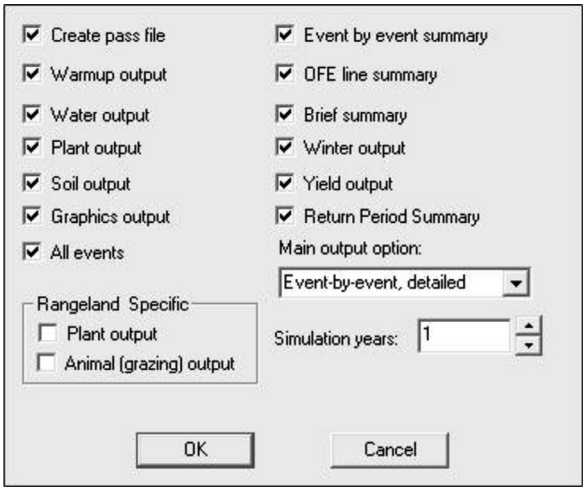
Obr. 3. Možnosti půdního vstupního souboru

Mezi zadávané hodnoty patří rýhová a mezirýhová erodovatelnost, kritické tečné napětí půdy, efektivní hydraulická vodivost a počáteční hladina nasycení. Hladina nasycení je hodnota proměnlivá v roce, výchozí je vztažena k prvnímu simulovanému dni. Doporučená hladina nasycení je 70 %. Hodnota albeda se udává pro suchou holou půdu a pohybuje se mezi 5-20 %. Počáteční stav je během výpočtu průběžně upravován s ohledem na sníh, půdní vlhkost a vegetaci.

Výstupní soubory

Model WEPP vytváří mnoho různých výstupních souborů – v roční detailní verzi, roční zkrácené verzi, událost po události detailně nebo událost po události zkráceně [3]. Další možností je určit, které výstupy chceme vidět, zda chceme

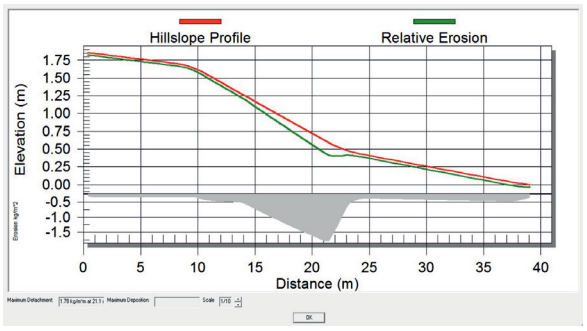
zobrazit shrnutí pro všechny srážko-odtokové události či výstupní soubor půdních charakteristik.



Obr. 4. Možnosti výpočtu

Požadavky na výstupní soubory se musí definovat před spuštěním simulace (*obr. 4*). Po jejím ukončení je možné výstupy prohlédnout v textovém nebo v grafickém formátu. Hlavní výstup „main WEPP output" obsahuje odtokové a erozní souhrnné informace, které mohou být znázorněny po jednotlivých bouřkách, na měsíční, roční nebo průměrné roční bázi. Součástí tohoto výstupu jsou odhady povrchového odtoku, eroze, transportu sedimentu a obohacení sedimentu stejně jako rozmístění eroze na svahu. Program předpovídá uvolnění a ukládání sedimentu v každém z nejméně sto bodů na svahu. Pro průměrné roční hodnoty uvolnění nebo depozice sedimentu v každém bodu se celkové sumy těchto hodnot dělí počtem let simulace. Výstupní soubor je jasně vymezen na dvě části – jedna pro účinky eroze v místě jejího vzniku (dále jen on-site), druhá pro účinky mimo oblast vzniku eroze (dále jen off-site). Účinky on-site obsahují průměrné roční odhady ztráty půdy na ploše svahu. Tato výstupní hodnota se nejvíce podobá výsledkům rovnice USLE, která predikuje dlouhodobou průměrnou ztrátu půdy [5].

Hlavní informací souhrnného výstupního souboru je velikost eroze a odtoku pro celé povodí. Tyto informace mohou být stanoveny na měsíční, roční nebo průměrné roční bázi. Součástí výstupu je souhrn povrchového odtoku a objemu sedimentu pro každý prvek z povodí stejně jako významné výsledky za celé povodí – poměr odnosu sedimentu, poměr obohacení, index specifického povrchu a rozdělení velikosti částic sedimentu odcházejícího z plochy povodí.



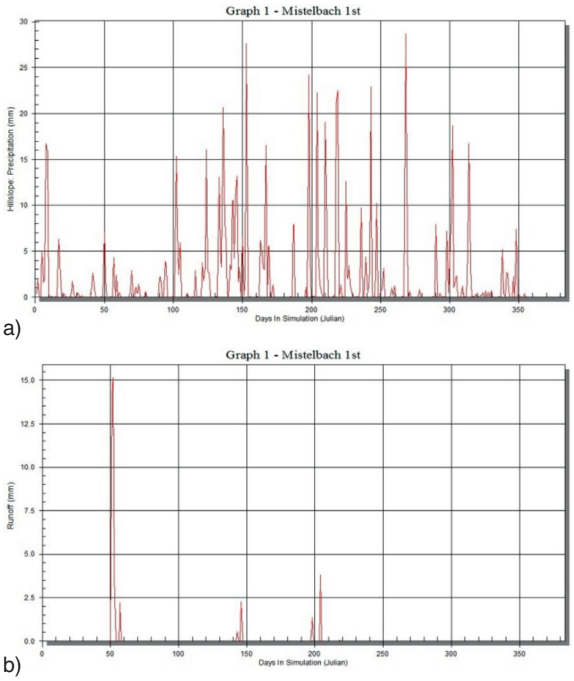
Obr. 5. Graf ztráty půdy

Hlavním grafickým výstupem je graf ztráty půdy (*obr. 5*). Udává maximální ztrátu půdy z celého roku na simulovaném profilu. Taktéž je možné vytvořit velký grafický výstupní soubor, který lze upravovat programem, jenž umožňuje spojení různých proměnných. Dalšími výstupy jsou podrobné soubory o půdě, rostlinách, vodní bilanci, pěstovaných plodinách a výnosu. Ty mohou být užitečné pro studii odezvy modelu na specifické podmínky. Pro každý svah mohou být ve výstupním souboru vytvořeny prostorové informace (bodové hodnoty uvolnění/depozice), které při použití vykreslovacího programu umožní zobrazit tvar profilu, místa uvolnění částic a depozici po délce svahu. Dále je možné generovat zkrácený souhrn informací pro každou odtokovou událost (srážky, odtok, ztrátu půdy atd.).

Testování modelu

Ověřování probíhalo na experimentálních plochách nedaleko rakouského města Mistlebach an der Zaya, které vlastní a udržuje vídeňská Universität für Bodenkultur (BOKU) již od roku 1994. Jde o tři plochy velikosti 15x3 m se sklonem 12 %, od okolních ohraničené ocelovými panely. Pro každou z nich byl zvolen jiný způsob ošetření, a to pro CT – konvenční obdělávání, RT – redukované obdělávání (kultivace pozemku na jaře), NT – bez obdělávání. V průběhu roku byl sbírán a zaznamenáván objem povrchového odtoku a množství odneseného materiálu. Tyto informace sloužily jako kontrolní data pro testování modelu.

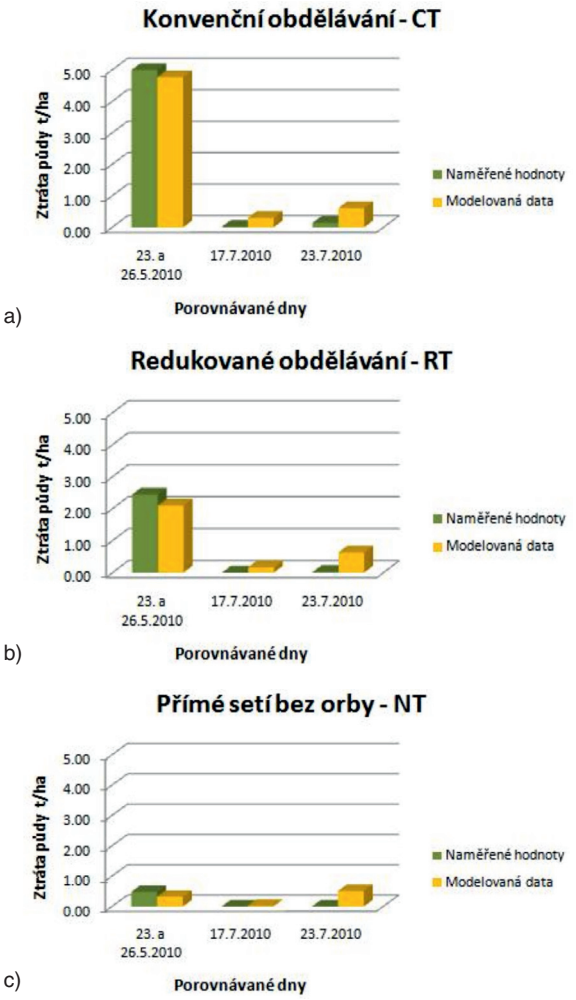
V modelu WEPP byla připravena simulace v průběhu kalendářního roku. Srážkové úhrny byly zaznamenávány kontinuálně polním srážkoměrem na principu překlopné lžičky na datalogger, který v intervalu pěti minut zaznamenával i aktuální teplotu a čas. Společně s dodatečnými informacemi od rakouského meterologického institutu ZAMG byl vypracován vstupní klimatický soubor. Morfologická vstupní data byla známa, pedologická byla částečně převzata z půdního vstupního soubrou prof. A. Klika, vytvořeného v roce 1994, zrnitostní složení pocházelo z ročního reportu [11]. Časová osa managementu pocházela z webových stránek Zemědělského koordinačního úřadu v Tullnu [12]. Použití strojů, plodin i hnojiv se shodovalo s dokumentem



Obr. 6. Výstupní grafy pro Mistelbach
a – průběh srážek v roce, *b* – odtokové události

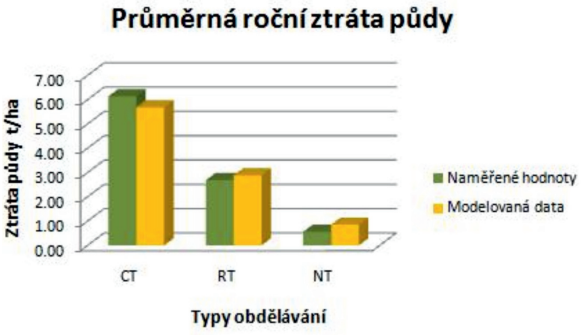
z roku 2006 [12]. Chybějící data byla odhadnuta či bylo využito integrovaných databází modelu WEPP.

Porovnání simulovaných výsledků a měřených objemů odtoku a transportovaného materiálu proběhlo v rámci nestejnoměrně dlouhých intervalů. Objem suspenze vody a odplavené zeminy byl z odběrového místa odvážen v nepravidelných intervalech. Měřené hodnoty v daném intervalu byly následně přiřazeny simulované srážko-odtokové události.



Obr. 7. Porovnání hodnot dle způsobu obdělávání
a – konvenční obdělávání, *b* – redukované obdělávání, *c* – přímé setí

Model WEPP ze vstupních dat simuloval pro daný rok pouze tři události, které měly za následek odnos materiálu (*obr. 6*). Při dalších srážkách nedošlo k erozní události, ať již vlivem nepřekročení infiltrační kapacity půdy, nebo vlivem vegetačního krytu, či dalších podmínek na experimentálních plochách. Předpokládalo se tedy, že naměřený objem odtoku a transportovaného materiálu byl způsoben simulovanou událostí.



Obr. 8. Porovnání hodnot – celková ztráta půdy

Porovnání různých způsobů obdělávání vykazovalo stejný trend, a to nadhodnocení simulovaných dat při druhých dvou sledovaných událostech (v červenci), což může být způsobeno tím, že model neumožňuje simulovat růst plevele mezi plodinami, pouze napodobuje růst sekundární plodiny, což se zdá nedostačující (*obr. 7*). Naopak mírné podhodnocení simulace v prvním sledovaném období může být způsobeno špatným nastavením půdních parametrů, protože první období představuje sérii několika prudkých srážek, kdy jsou zejména infiltrační vlastnosti půdy důležitým aspektem. Nicméně model v porovnání celkové ztráty půdy vykázal uspokojivé výsledky (*tab. 1*).

Použití modelu v našich podmínkách

V dnešní době komplikuje použití modelu WEPP fakt, že neexistují dostatečná vstupní data a centrální systém, který by časem mohl nahradit vnitřní databáze modelu. Vytvoření databází pro Českou republiku je časově velice náročný úkol, pomineme-li finanční stránku věci. Přesto je model možné použít, např. v Rakousku se tomu věnují již několik let [6]. Praxí či citilivostní analýzou je možné určit, které parametry jsou nejdůležitější. Existují univerzitní a odborná pracoviště, která pracují s potřebnými hodnotami. Mnoho hodnot lze získat i od zemědělských družstev nebo měřením in-situ. Tím se však WEPP v našich podmínkách stává lokálně zaměřeným modelem, a ztrácí tak možnost plošného užití i myšlenku, která stála za jeho zrodem.

Závěr

Zrychlená eroze je problém nejen naší generace. Výzkum v oblasti ochrany půdy a životního prostředí před erozními procesy a jejich důsledky probíhá několik desítek let. V současnosti poskytuje výkonná výpočetní technika rozsáhlé možnosti v simulaci erozních procesů a transportu sedimen-

Tab. 1. Porovnání způsobů obdělávání a celkových výsledků

Datum	CT			RT			NT		
	[kg/m^2]		porovnání [%]	[kg/m^2]		porovnání [%]	[kg/m^2]		porovnání [%]
	měření	model		měření	model		měření	model	
23. a 26.5.2010	5,07	4,77	**94**	2,44	2,09	**85**	0,48	0,32	**67**
17.7.2010	0,02	0,3	1 500	0	0,16	–	0	0,02	–
23.7.2010	0,14	0,61	435	0,01	0,63	6 300	0	0,51	–
celkem	**6,14**	**5,68**	**93**	**2,68**	**2,88**	**107**	**0,56**	**0,85**	**152**

tů. Erozní modely se stávají stále propracovanějšími a přesnějšími. Mezi takové patří model WEPP. V podstatě jde o model, který plánovanému (americkému) uživateli umožňuje modelovat erozní procesy využíváním integrovaných databází. Výstupy z modelu jsou relativně přesné. Ovšem je to model, který je natolik důkladný a všeobjímající, že je velice težké zajistit veškerá potřebná data. Pokud by byly přepracovány databáze na místní podmínky, mohl by být platným nástrojem i pro uživatele v České republice. To je však finančně i časově velmi náročné.

Literatura

[1] Flanagan, D. C. – Gilley, J. E. – Franti, T. G.: Water Erosion Prediction Project (WEPP): Development history, model capabilities and future enhancements. USA, ASABE, 2007.

[2] Vrána, K. – Dostál, T. – Kenda, J. – Zuna, J.: Krajinné inženýrství. Praha, ČKAIT 1998.

[3] United States Department of Agriculture – Agricultural Research Services: WEPP Model Documantation: Hillslope Profile and Watershed Model Documentation, NSERL Report 10, 1995.

[4] Rise, L. M. – Nearing, M. A. – Zhang, X. C.: Variability in Green-Ampt effective hydraulic conductivity under fallow condition. Journal of Hydrology, Vol. 169, 1995, Iss. 1-4 , pp. 1-24.

[5] Merritt, W. S. – Letcher, R. A. – Jakeman, A. J.: A review of erosion and sediment transport models. Environmental Modelling & Software,18, 2003, pp. 761-799.

[6] Klímová, M.: Testování modelu WEPP. [Diplomová práce], ČVUT v Praze, 2011.

[7] Wischmeier, W. H. – Smith, D. D.: Predicting rainfall erosion losses from cropland east of the Rocky Mountains. Agriculture Handbook, 282, Agricultural Research Service, U. S. Dept of Agriculture in cooperation with Purdue Agricultural Experiment Station, 1965.

[8] Wilkinson, S. – Henderson, A. – Chen, Y. – Sherman, B.: SedNet User Guide. Client Report, CSIRO Land and Water, Canberra, 2004.

[9] Croke, B. F. W. – Adrews, F. – Spate, J. – Cuddy, S. M.: IHACRES User Guide. Technical Report 2005/19 Second Edition. iCAM, School of Resources, Environment and Society, The Australian National University, Canberra, 2005.

[10] Jones, C. A. – Dyke, P. T. – Williams, J. R. – Kiniry, J. R. – Benson, V. W. – Griggs, R. H.: EPIC: An operational model for evaluation of agricultural sustainability. Agricultural Systems, Vo. 37, Iss. 4, 1991, pp. 341-350.

[11] Klik, A. – Freuenfeld, B. – Zartl, A.: Verhinderung von Bodenerosion in Hanglagen - Jahresbericht 1999, Universität für Bodenkultur Wien, 2000.

[12] LAKO – Landwirtschaftliche Koordinationsstelle, Erosionsversuch LFS Mistelbach 2006, http://versuche.lako.at/pdf/ /pflanzenbau/boden/erosion_mistelb_2006.pdf., 10/ 2011.

[13] http://www.nase-voda.cz/vodni-erozi-je-v-cr-potencionalne-ohrozeno-pres-dva-mil-hektaru-pudy/, březen 2012.

Facility management jako nástroj pro řízení podpůrných činností při správě budov

Ing. Peter POÓR, Ph.D.
Ing. Nikol KUCHTOVÁ
ZČU v Plzni – Fakulta strojní

Facility management představuje smluvně dohodnutý režim poskytování služeb, významově připomíná tradiční správu budov. Článek se zabývá implementací a využitím CAFM softwaru ProFM pro zjednodušení a zefektivnění řízení budov.

Facility management as a tool for managing supporting activities in building management

Facility management represents a contracted mode of providing services, resembling by its concept traditional building management. The article deals with the implementation of ProFM CAFM software which simplifies and streamlines building management.

Úvod

Obecně všechny organizace, ať veřejné, či soukromé, používají budovy, majetek a služby (podpůrné služby) pro podporu svých základních činností. Koordinací tohoto majetku a služeb, využíváním řídících schopností a zapracováním různých změn do prostředí organizace ovlivňuje facility management její schopnost chovat se proaktivně a zajistit všechny její požadavky. Cílem facility managementu je posílit – z hlediska hlavního výrobního toku – podpůrné procesy a systémy, aby i s jejich pomocí mohli pracovníci na jednotlivých pracovištích podat lepší výkony a přispět k celkovému podnikatelskému úspěchu organizace. V článku je zpracována pouze část problematiky facility managementu. Důraz je kladen jen na jeho část, implementace a využití CAFM softwaru ProFM k usnadnění, zjednodušení a zpřehlednění správy objektu [4]. V závěru sumarizuje výhody jeho použití v organizaci.

Nové trendy v oblasti průmyslové výroby

Často se dnes setkáváme se zkratkou PLM (Product Lifecycle Management), což česky chápeme ve významu řízení životního cyklu výrobku. To mnohdy vyvolává představu, že jde o proces, který probíhá od vývoje výrobku až po jeho expedici k zákazníkovi. Tento proces však musí v současnosti jít dále – musí nezbytně zahrnovat i servis u zákazníka a způsob řízené likvidace produktu.



Obr. 1. Product Lifecycle Management [1]

Proces PLM má v podstatě mnoho významů a zahrnuje vlastně integraci podnikových systémů a postupů, má za úkol smysluplně, ve smyslu cílené strategie integrovat pracovníky, technologie a informace k dosažení úspěšného, konkurenceschopného vývoje podniku. K realizaci těchto cílů je nutné stále častěji využívat týmovou spolupráci, digitalizaci a komunikační technologie, proto dnes často hovoříme o digitálním podniku. Definice Spolku německých inženýrů říká: *„Digitální podnik je zastřešující pojem pro rozsáhlou síť digitálních metod, modelů a nástrojů (včetně simulace a 3D-vizualizace), které jsou integrovány v rámci průběžného datového managementu.“* [1] .

Pojmem „digitální podnik“ rozumíme především postupný projektový proces, který je podporován různorodými, ale navzájem kompatibilními softwarovými nástroji. Koncept digitální továrny je specifický v tom, že dovoluje komplexní reprezentaci reálné výroby, se všemi výrobními procesy ve virtuálním prostředí.

Výchova nových odborníků

V rychle se rozvíjející oblasti podnikové digitalizace procesů a systémů bude potřeba řada nových odborníků, proto je nyní nesmírně důležité seznamovat s těmito trendy nejen studenty vysokých škol, ale i pracovníky podniků, kteří se s touto problematikou setkávají stále častěji.

Touto problematikou se Katedra průmyslového inženýrství a managementu Západočeské univerzity v Plzni zabývá od roku 2005. Společně s Katedrou konstruování a Katedrou technologie se věnuje většině činností, které zahrnuje celkový životní cyklus výrobku, tedy konstrukční a technologické přípravě výrobků i tvorbě výrobního systému pro jejich realizaci (*obr. 1*). Těžiště aktivit je soustředěno především do oblastí systematického konstrukčního procesu, programování výrobních strojů a logistické podpory tvorby layoutu dílen se silnou orientací na ergonomii a následnou simulaci navržených výrobních procesů. V rámci těchto tří pracovišť je tedy životní cyklus výrobku zachycen od počátečních fází návrhu výrobku až po finální fáze popisující simulaci jeho výroby.

V praxi se stále častěji ukazuje, že pouze tyto projektové kroky v rámci řízení životního cyklu výrobku/produktu nestačí. Stále více pozornosti je nezbytné věnovat i tomu, co nepředstavuje přímý výrobní postup tvorby obchodního artiklu, tedy správě, údržbě a inovaci stávající výrobní

základny. Jinak i v zaběhnuté firmě vznikají stále častěji nejasnosti, stres a mnohdy i chaos. Právě minimalizací těchto nežádoucích účinků se zabývá další oblast digitálního podniku, která je zaměřena na správu a řízení majetku, což je ve světě označováno jako facility Management.

Facility management

Obecně všechny organizace vyuužívají budovy, majetek a služby (podpůrné služby) pro podporu svých základních činností. Koordinací majetku a služeb, využíváním řídících schopností a zapracováním různých změn do prostředí organizace ovlivňuje facility management její schopnost chovat se proaktivně a zajistit všechny její požadavky. To se též provádí za účelem optimalizace nákladů a provozu majetku a služeb.

Hlavní přínosy uplatnění facility managementu v organizacích:

– jasná a přehledná komunikace mezi stranou poptávky a stranou nabídky prostřednictvím pověřených osob, které představují jednotné styčné body pro všechny služby, které jsou stanoveny ve smlouvě;
– nejefektivnější využití synergií napříč různými službami, které pomůže zvýšit výkonnost a snížit náklady společnosti;
– jednoduchý a zvládnutelný koncept interních a externích odpovědností za služby, založený na strategických rozhodnutích, které vedou k systematickému insourcingu a outsourcingu pracovních činností;
– snížení konfliktu mezi interními a externími dodavateli služeb;
– integrace a koordinace požadovaných podpůrných služeb;
– přehledná znalost a informace o úrovni služeb a nákladech, která pak může být jasně prezentována konečným uživatelům;
– zvýšení trvalé stability organizace uplatněním principů dlouhodobé životnosti zařízení [3].

V současnosti dochází k neustálému rozvíjení facility managementu ve všech evropských zemích. Z toho vyplývá, že všechny veřejné i soukromé organizace využívají jeho služby pro podporu hlavních činností organizace. Facility management ovlivňuje schopnost společnosti konat proaktivně a splnit všechny požadavky koordinací majetku a služeb využíváním manažerských zručností a zpracováním mnohých změn v prostředí [4].

Facility management lze charakterizovat třemi vzájemně propojenými oblastmi [6]:

– **pracovníci**, tj. lidské zdroje a sociologické aspekty,
– **pracovní procesy**, tj. výkony a financování,
– **pracovní prostory**, tj. architektura a engineering.

Na samotnou výkonnost však působí mnoho dalších vnějších faktorů, např. stav hospodářství, změny trhů a chování zákazníků, omezený přístup ke vhodným technologiím.

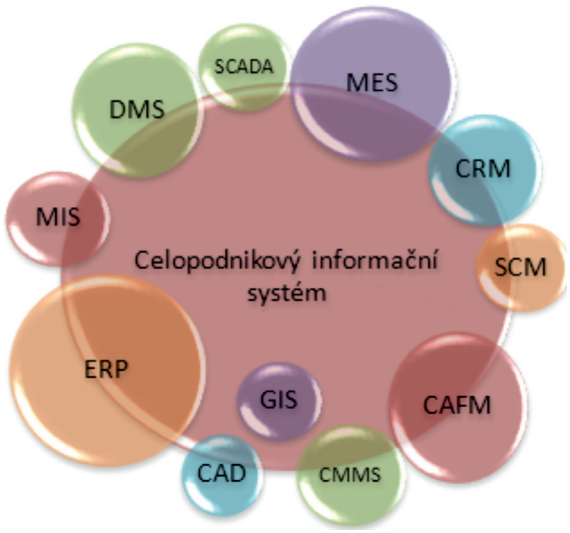
První dvě oblasti (pracovníci a procesy) jsou stejné ve všech řízených procesech. Vždy jde o soubor činností zajišťovaný nebo určený pro skupinu osob. Pro facility management je však specifická právě třetí oblast, označená jako „prostory“. Řídí především činnosti určené k optimálnímu využití prostor v objektu. Nejsou tím míněny všechny činnosti propojené s prostorem, ale jen ty, díky nimž se může zvyšovat kvalita prostoru a podporují jeho optimální využití. Na základě výše uvedeného lze definovat základní cíl facility managementu, a to posílit – z hlediska hlavního výrobního toku – okrajové procesy a systémy, aby i s jejich pomocí mohli pracovníci na jednotlivých pracovištích podat lepší výkony a přispět k celkovému podnikatelskému úspěchu organizace.

Všechny organizace si automaticky zajišťují činnosti, které jsou nutné pro její správnou funkčnost. Nové firmy na trhu nebo malé firmy mají vše relativně jednodušší a částečně průhlednější. Postupným rozšiřováním firmy začíná být funkčnost stále složitější a stále více prvořadou záležitostí. Je samozřejmostí, že optimalizace základních činností probíhá kontinuálně, je stále v zorném poli vedení firem. Často jsme však svědky trestuhodného přehlížení efektivnosti podpůrných činností. Ty zajišťují zázemí, což převážně znamená, že zajišťují prostředí, ve kterém pracují zaměstnanci, ať generální ředitel, či pomocný skladník. Ti všichni potřebují mnoho zásadních či nevýznamných služeb a pomocí, aby se mohli plně věnovat činnosti, kterou mají v popisu práce. Facility management má za úkol jim toto vše zajistit v podobě, která je nákladově optimální, pro pracovníka nejpříjemnější, legislativně a formálně regulérní, ekologická a energeticky efektivní a která odpovídá firemním standardům [3].

Uplatnění v průmyslovém podniku

Teoreticky jsou věci jako obvykle celkem jasné. Praxe průmyslových podniků však ukazuje, že při správě majetku a jeho údržbě se stále ještě používá mnoho tradičních metod. Neznalost profesních odborných pracovníků pak přirozeně přináší nedokonalost a neefektivnost procesů správy majetku. Důležité informace se velmi často nacházejí pouze v hlavách služebně starších a zkušených pracovníků, a proto je velkým nebezpečím, že s jejich odchodem do důchodu či do jiného podniku se obvykle ztrácejí.

Ne vždy je dostatečná podpora ze strany vrcholového managementu, negativně se projevuje, že pracovníci zajišťující potřebné procesy přísluší z různých legislativních a organizačních důvodů pod různé vedoucí, což může vést k situaci, kdy obrazně „pravá ruka neví, co dělá levá“. Jasným důsledkem je následně to, že není vyvíjen tlak na sjednocení dílčích pomocných softwarových produktů a samozřejmě na zavedení nových softwarových produktů. Jakákoliv integrace v oblasti facility managementu začíná vždy daty prostoru (prostorový pasport), majetku (technický pasport) a jednotlivých prvků a dílů objektů (stavební pasport). U většiny podniků bývá rozsah generelu, areálů, množství objektů a ploch a na nich umístěných strojů, technologií,



Obr. 2. Podnikový informační systém [4]

zařízení, vybavení a inventáře tak velký, že tabulkové editory nepostačují. Data jdou do statisíců položek, a to již vyžaduje specializované softwarové produkty, označované jako CAFM, které již mají své pevné místo v celopodnikovém informačním systému (*obr. 2*).

Ve světě i u nás již existují softwarové balíky, které dovolují nad nejrůznějšími daty uloženými v databázi vyvolávat nejrůznější sestavy podle potřeb managementu. Bez pořádku v datech a jejich sběru není možné očekávat efektivnost ani u relativně drahého systému. Pokud však existuje, je možné provádět efektivní management a dosáhnout značných úspor. Stejně tak i řádná evidence inventáře, harmonogram údržby, pořádek ve smlouvách, ale i klíčích, jsou oblasti s ekonomickým potenciálem.

Z uvedeného je patrné, že udržet pořádek ve všech datech o movitém i nemovitém majetku v podniku je nemyslitelný bez efektivní softwarové podpory. Důležité je, že na trhu již existuje řada společností, které se problematikou facility managementu profesionálně zabývají a jsou schopné zájemcům nabídnout široké portfolio služeb.

Softwarová podpora

Záběr facility managementu je značně rozsáhlý a musí pracovat s obrovským množstvím dat vázaných v nejrůznějších oblastech. V řadě podniků proto stoupají náklady na údržbu a správu při obhospodařování majetku. Není v lidských silách bez využití výpočetní techniky transparentně a komplexně v průběhu celého životního cyklu udržovat a obhospodařovat s minimálními náklady veškeré procesy spočívající v optimální integraci lidí, procesů, technologií a nejrůznějších lokalit.

Computer Aided Facility Management (CAFM) je programový systém pro správu podpůrných procesů, založený na grafickém znázornění správy prostor (CAD) se silnou databázovou informační podporou. Cílem jeho využívání je zefektivnit podpůrné provozy, přesně adresovat nákladové položky a vytvářet informační bázi pro rychlé rozhodování managementu společnosti. Není proto divu, že se řada společností rozhodla tuto situaci řešit tvorbou podpůrných programů. Jako vždy šlo v počátcích o různá ostrůvková řešení, která se v průběhu času integrovala do stále větších a komplexnějších balíků podpory facility managementu. U nás je pravděpodobně nejrozšířenějším programem Archibus, který má českou implementaci a je implementován řadou firem.

ProFM

Na pracovišti autorů článku se využívá novější produkt ProFM německé společnosti Projecteam AG, která se zabývá projektováním podniků a nabízí služby v širokém rozsahu (ideové koncipování řešení, plánování a projektování, realizace projektu a staveb). Je vcelku pochopitelné, že zákazníkům nabízí i vlastní služby v následné etapě správy nové investice při jejím provozu a údržbě, při změně účelu pozemků, staveb, zařízení a strojů. Rozsah projektových služeb je komplexní pro řadu odvětví [8] jako jsou:

– obce a komunální podniky,
– průmysl a industriální parky,
– nemocnice a sociální zařízení,
– nemovitosti a bytové hospodářství,
– obchod a řemesla, obchodní parky,
– dopravní podniky.

Analytické metody jsou využívány ke zjištění rozsahu a potřeb organizace a postupně jsou navrhována řešení problémů s provozem, správou a údržbou s cílem snížit současné náklady. Na míru vytvořené koncepty a projekty jsou následně podpořeny implementací modulárního programu charakteru CAFM včetně školení.

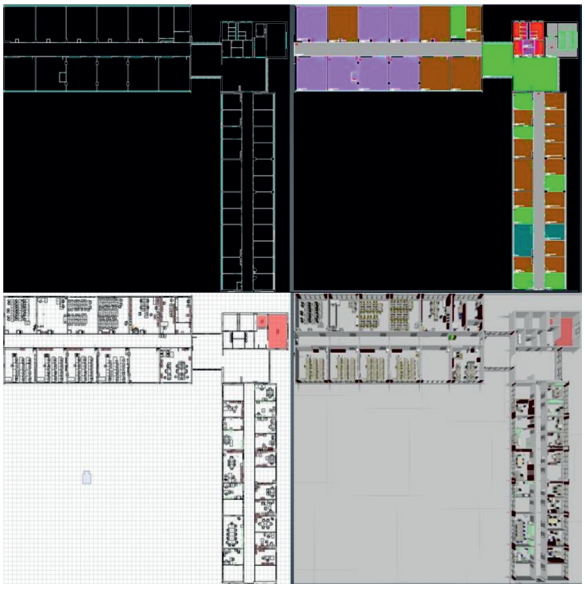
ProFM® je moderní software pro správu budov, vhodný pro všechny typy organizací. Je uživatelsky přívětivý, graficky orientovaný CAFM systému s úplnou integrací AutoCAD s přímým napojení na databázi Oracle [8]. Modulární konstrukce softwaru nabízí velkou flexibilitu a může být použit pro všechny typy podnikání. Zahrnuje všechny technické, obchodní a infrastrukturní procesy. Software se skládá z řady provázaných modulů, které spravují jednotlivé oblasti FM a jsou různě vzájemně propojené (*obr. 3*).



Obr. 3. Moduly programu ProFM [1]

Pilotní projekt

V lednu 2012 se na Katedře průmyslového inženýrství a managementu rozběhl projekt zabývající se facility managementem a byl instalován CAFM software ProFM. Grafická prezentace budovy je na *obr. 4*. Vidíme základní půdorys v AutoCADu, barevně odlišené plochy v ProFM a 2D a 3D prezentaci v softwaru VisTable [5].



Obr. 4. Grafická prezentace budovy [5]

Software ProFM umožňuje pro potřeby facility managementu přehledně graficky odlišit typ prostorů v budově. Každému typu (chodba, kancelář, učebna, dílna, hala atd.) je podle normy přirazena odlišná barva (*obr. 5*). Dále je do každé místnosti možné vložit údaje:

– inventář,
– personál,
– rozloha,
– typ místnosti (chodba, kancelář, učebna, dílna, hala),
– počet zaměstnanců,
– klíče,
– různé dokumenty, např. životopis, fotografie, obrázky, videa, popř. textové dokumenty.



Obr. 5. Typy pracovišť [5]



Obr. 6. Vložené údaje o pracovišti

Většina modulů ProFM je tvořena formou tabulek, ve kterých jsou vidět implementovaná data. Příkladem může být modul „Správa ploch“. Každá plocha v budově zadaná do modulu „Inventář“ obsahuje číslo, velikost, klasifikace, podtřídu, status, poslední změnu, závod, budovu a poschodí. Zobrazované údaje je možné filtrovat a podle požadavků zákazníka měnit (*obr. 7*).


Správa ploch

Ziehen Sie einen Spaltenkopf hierher, um nach dieser Spalte zu gruppieren

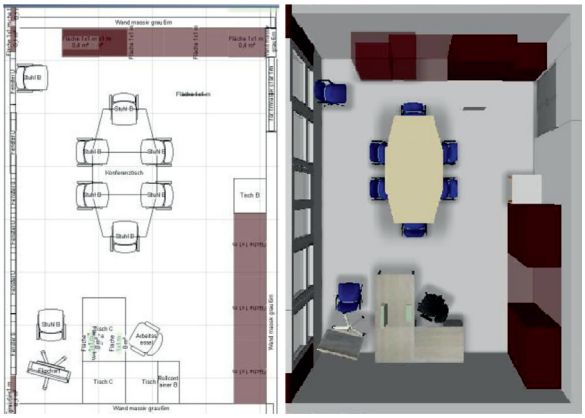
			všeobecné			
	číslo	velikost	klasifikace	podtřída.	Status	poslední změna
▶	13	20,29 m²	NF: Büroarbeit - NF 2	Büroräume	Kein Status	24.1.2012 11:44:58
	14	17,14 m²	NF: Büroarbeit - NF 2	Büroräume	Kein Status	14.2.2012 10:54:13
	15	55,85 m²	NF: Büroarbeit - NF 2	Büroräume	Kein Status	31.1.2012 12:52:20
	16	16,49 m²	NF: Büroarbeit - NF 2	Büroräume	Kein Status	14.2.2012 11:04:21
	17	16,26 m²	NF: Büroarbeit - NF 2	Büroräume	Kein Status	13.2.2012 14:56:36
	19	17,14 m²	NF: Büroarbeit - NF 2	Büroräume	Kein Status	24.1.2012 11:38:19
	20	17,14 m²	NF: Büroarbeit - NF 2	Büroräume	Kein Status	9.2.2012 10:47:20
	21	16,21 m²	NF: Büroarbeit - NF 2	Büroräume	Belegt	14.2.2012 12:54:16
	22	17,14 m²	NF: Büroarbeit - NF 2	Büroräume	Kein Status	24.1.2012 11:39:19
	28	33,44 m²	NF: Büroarbeit - NF 2	Büroräume	Kein Status	24.1.2012 11:45:46
	29	52,76 m²	NF: Büroarbeit - NF 2	Büroräume	Kein Status	24.1.2012 11:45:53
	61	3 247,65 m²	BruttogrundFläche - BGF	Keine Unterklassifizierung	Kein Status	9.2.2012 9:07:31

Obr. 7. Modul „Správa ploch“

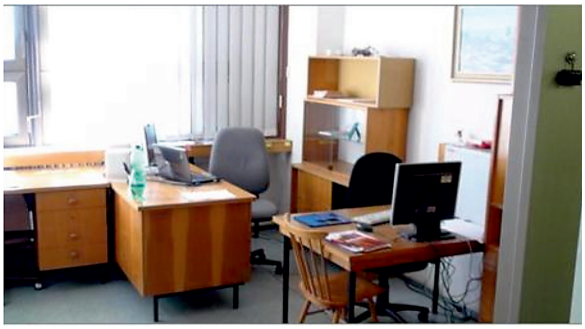
Dalším cílem bylo graficky převést spravovaný objekt do 3D prostředí. Nástroj VisTable slouží jako podpůrná aplikace pro statický návrh výrobních systémů. Tento software je charakterizován zvláště snadným obsluhováním. Nicméně zahrnuje aplikace, které usnadní práci a rozhodování při návrhu dispozice pracovišť a celého výrobního layoutu, ale i při návrhu ostatních prostor, jako jsou kancelářské, veřejné atd. V aplikaci jsou podporovány především aktivity:

– interaktivní návrh dispozičního řešení v projektovém týmu,
– vytváření analýzy toku materiálu,
– pružnou adaptaci výroby na komerční a inovační změny,
– týmově propracované detailní návrhy prostorových struktur,
– přezkoušení a dodržení minimálních vzdáleností,
– vyhodnocení dispozičního řešení (layoutu).

Dvojrozměrný model jednotlivých místností a celého spravovaného objektu byl následně převeden na trojrozměrný. Ukázka jedné místnosti je na *obr. 8*.



Obr. 8. Model místnosti v 2D a 3D

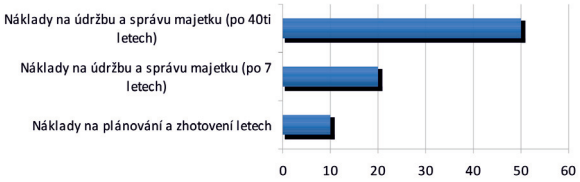




Obr. 9. Ukázka prostorového zpracování (porovnání reality s modelem)

Shrnutí

– Uvolnění kapacit hlavnímu předmětu podnikání řízením všech podpůrných činností jedním dodavatelem facility služeb – komparativní výhoda;
– získání výhody nízkých nákladů v celém hodnotovém řetězci – konkurenční výhoda (*obr. 10*);



Obr. 10. Vývoj nákladů

– zeštíhlení organizační struktury – multidisciplinární přístup;
– odpovědnost za zajištění podpůrných činností přechází na jednoho dodavatele, nastavení jednotného systému hodnocení účinnosti a efektivnosti;
– snížení počtu vlastních pracovníků – celkové úspory na plánovaných mzdách;
– zvýšení kontroly a prověření spektra podpůrných činností – objevení rezerv (prostorové, procesní);
– možnosti analýzy podpůrných procesů důsledným kontrolováním režijních nákladů;
– zlepšení pracovního prostředí;
– zkvalitnění služeb uvnitř organizace potlačením nerentabilních činností;
– zvýšení EDI (elektronické výměny dat) a interaktivní komunikace, nalezení nových možností využití nemovitostí.

Závěr

Neustále se zvyšující požadavky na kvalitu prostředí v budovách, jakož i na kvalitu okolního vnějšího prostředí, vyvolávají potřebu správně navrhovat budovy, které by vyhovovaly a splňovaly požadavky norem na vnitřní prostředí. Facility management je profese, která zahrnuje několik disciplín, aby zajistila funkčnost zastavěného prostředí tím, že spojuje lidi, místa, procesy a technologie. Pro řízení podpůrných procesů je kvalitní a stále aktuální komplexní agenda klíčovou záležitostí. Procesy podpůrných činností jsou vždy postaveny nad daty o prostoru, majetku, případně se mohou týkat i jednotlivých konstrukčních prvků a dílů objektů. Právě moderní software, jako je např. ProFM, usnadňují, zjednodušují a zpřehledňují správu objektů a napomáhají k udržení standardů facility managementu.

Článek vznikl za podpory projektu č. SGS-2012-063 „Integrovaný návrh výrobního systému jako metaproduktu s multidisciplinárním přístupem a využitím prvků virtuální reality“ řešeného v programu Interní grantové agentury a Motivačního systému, části POSTDOC, Západočeské univerzity v Plzni.

Literatura

[1] VDI: Digitale Fabrik Grundlagen VDI-Richtlinie 4499, Blatt 1, VDI-RICHTLINIEN Februar, 2008, s. 3.
[2] Kurkin, O. – Edl, M.: Řízení životního cyklu produktu v prostředí digitálního podniku. Zlín, UTB Zlín, 2011. ISBN 978-80-260-0023-5
[3] Vyskočil, V. – Štrup, O. – Pavlík, M.: Facility management a public private partnership. Praha, Professional Publishing, 2007, 262 s. ISBN 978-80-86946-34-4
[4] Vyskočil, V.: Facility management: procesy a řízení podpůrných činností. Praha, Professional Publishing 2011. ISBN 978-80-74310-46-1
[5] Leeder, E. – Kuchtová, N. – Poór, P.: Řízení podpůrných činností firmy za použití softwaru ProFM. Produktivita a inovácie. Žilina, SLCP, 2012. ISSN 1335-5961
[6] www.ifma.cz
[7] ČSN EN 15221-1, 2 Facility management
[8] Interní dokumenty firmy ProjecTeam AG

Právní úprava stavebního využití vedlejších energetických produktů ze spalování uhlí

Ing. Blanka HANSLIANOVÁ
VUT v Brně – Fakulta stavební

Článek by měl přispět k objasnění právních předpisů týkajících se využívání těchto produktů ve formě výrobků nebo jejich složek ve stavebnictví. Přibližuje činnost certifikačních orgánů a jejich úlohu při uvádění na trh výrobků, pro jejichž uplatnění neexistují české nebo evropské technické normy.

Legal regulations concerning the utilization of coal combustion by-products in civil engineering

The paper should contribute to the clarification of legal regulations concerning coal combustion by-products as products or as components of products in civil engineering. The paper clarifies the activities of certification bodies and their role in the launching of products whose utilization is not covered by Czech or European technical norms to the market.

Úvod

Obecným trendem v hospodářsky vyspělých státech je snaha o využívání co největšího množství odpadů jako druhotných surovin s cílem omezit nutnost jejich likvidace na skládkách. Tato tendence je zvlášť aktuální v oblasti energetiky, kde při provozu elektráren a tepláren spalujících uhlí vzniká obrovské množství vedlejších energetických produktů – popílku a strusky. V provozech odsiřujících spaliny mokrou vápencovou vypírkou vzniká jako další energetický produkt energosádrovec. Nejúčelnějším a nejrozvinutějším způsobem využívání popílku, strusky a energosádrovce jako druhotných surovin je jejich uplatnění ve stavebnictví, buď jako samostatného materiálu, nebo jako složky stavebních hmot.

Aby jednotlivé vedlejší produkty spalovacího procesu (popílek, struska, energosádrovec) mohly být kvalifikovány jako stavební výrobky nebo součásti výrobků pro stavebnictví, musí vyhovovat obecně platným právním předpisům nebo individuálně stanoveným technickým požadavkům. Dále popsané právní předpisy určují pravidla především pro výrobce vedlejších energetických produktů, je však žádoucí, aby se v problematice pro uvádění těchto produktů na trh a zajišťování kontroly jejich jakosti orientovali i stavební odběratelé.

Obecné právní předpisy

Základním právním předpisem, který určuje podmínky schvalování a využívání výrobků v národním hospodářství, je zákon č. 22/1997 Sb., o technických požadavcích na výrobky a o změně a doplnění některých zákonů (dále také „zákon“). Jeho náplní je stanovení podmínek pro tvorbu norem a technických předpisů, definování povinností výrobců a dovozců při uvádění výrobků na trh, popis organizace státního zkušebnictví a určení předepsané formy posuzování shody vlastností výrobků se stanovenými požadavky včetně zásad pro certifikaci výrobků a stanovení povinností autorizovaných a akreditovaných osob.

Zákon se soustřeďuje především na výrobky, které by mohly ohrozit „oprávněný zájem“, čímž se rozumí podle § 1 odst. a) tohoto zákona „zvýšená míra ohrožení zdraví nebo bezpečnosti osob, majetku nebo životního prostředí“. Pro výrobky, které představují ohrožení oprávněného zájmu, zavádí zákon pojem „stanovené výrobky“.

Podle § 12 odst. 3 zákona „upraví vláda pro jednotlivé skupiny stanovených výrobků podmínky jejich uvádění na trh v závislosti na jejich technické složitosti a míře možného nebezpečí, spojeného s jejich užíváním prostřednictvím souboru svých nařízení“. Realizací tohoto ustanovení byl vznik souboru jedenácti nařízení vlády, vypracovaných pro jednotlivé oblasti národního hospodářství v roce 1997. Pro oblast stavebnictví je v současnosti určeno nařízení vlády č. 163/2002 Sb., kterým se stanoví technické požadavky na vybrané stavební výrobky, ve znění pozdějších předpisů (dále také „nařízení vlády“). Jeho hlavní náplní je definování postupů pro hodnocení shody vlastností výrobků s předepsanými požadavky.

Pro posuzování shody vlastností výrobků se stanovenými požadavky je v závislosti na míře rizika spojeného s jejich používáním na stavbách stanoveno několik částečně odlišných postupů, a to podle:

§ 5 – certifikace (podle § 5a certifikace bez zkoušek při dohledu),
§ 6 – posouzení systému řízení výroby,
§ 7 – ověření shody,
§ 8 – posouzení shody výrobcem.

Nejvyšším stupněm posuzování shody, který je předepsán pro výrobky s větší mírou rizika ohrožení oprávněného zájmu, je postup podle § 5 – certifikace. Podle § 10 nařízení vlády lze náročnějším postupem posouzení shody podle § 5 nahradit postupy posuzování shody podle § 6 až § 8.

Stanovené výrobky

Soubor stanovených výrobků pro všechny oblasti stavebnictví je podrobně specifikován v příloze č. 2 nařízení vlády. Z vedlejších energetických produktů (popílek, struska, energosádrovec) jsou do tohoto souboru zařazeny pouze některé výrobky, jejichž materiálovou bází nebo dílčí složkou je popílek ze spalování uhlí. Jmenovitě jsou to tyto druhy výrobků:

– popílek do betonu (část 1, skupina výrobků 3, postup posuzování shody podle § 5),
– popílky a směsi s popílkem pro konstrukční vrstvy vozo-

vek a pro násypy a zásypy při stavbě pozemních komunikací (část 9, skupina výrobků 11, postup posuzování shody podle § 6),
– popílky a směsi s popílkem pro násypy a zásypy pro stavby mimo pozemních komunikací (část 9, skupina výrobků 12, postup posuzování shody podle § 5).

Ze souboru stanovených výrobků byla poslední novelou vyřazena struska. Energosádrovec z odsiřovaných provozů nebyl a není v souboru stanovených výrobků vůbec uveden, zvláštní místo zaujímají výrobky pro rekultivace povrchových dolů a báňských provozů. Do souboru byly zařazeny tyto skupiny výrobků:

– zásypový materiál určený k likvidaci hlavních a starých důlních děl zasypáním (část 9, skupina výrobků 13),
– granulát pro kolejové lože a obslužné komunikace báňských provozů,
– granulát a aditivovaný granulát z výsypek povrchových dolů pro násypy a zásypy při zahlazování důlní činnosti,
– granulát pro rekultivace báňských výsypek (část 9, skupina výrobků 14).

Materiálovou bázi těchto stavebních výrobků, které svou povahou patří spíše do oblasti báňských činností, tvoří převážně popílek, struska, případně energosádrovec. Dodávají se většinou ve formě zavlhlých, výjimečně i suchých směsí.

Normy pro využití vedlejších energetických produktů pro stavební účely

V § 2, odst. 1 nařízení vlády je definována úloha platných technických norem pro stavebnictví a uvádění výrobků na trh: *„Pokud jsou základní požadavky na výrobky konkretizovány českými technickými normami, které Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a zkušebnictví určí k tomuto nařízení (dále „určené normy“) a vlastnosti výrobků jsou s těmito normami v souladu, má se za to, že jsou základní požadavky splněny.“*

České technické normy

Současně platný soubor státních norem pro stavební využití popílku se člení se na dva dílčí soubory, a to týkající se:

■ **popílku z vysokoteplotního spalování uhlí**, který obsahuje:
– kmenovou ČSN 72 2071 Popílek pro stavební účely. Společné vlastnosti, požadavky a metody zkoušení;
– soubor dílčích norem ČSN 72 2072 pro jedenáct vybraných technických směrů:

Část 1: Popílek jako aktivní složka maltovin
Část 2: Popílek jako příměs při výrobě malt
Část 3: Popílek pro výrobu popílkových směsí
Část 4: Popílek pro výrobu cihlářských pálených výrobků
Část 5: Popílek pro výrobu pórobetonu
Část 6: Popílek pro výrobu umělého kameniva spékáním
Část 7: Popílek pro stavbu pozemních komunikací
Část 8: Popílek pro výrobu umělého kameniva za studena a urychleně vytvrzovaného
Část 9: Popílek pro výrobu minerálních vláken
Část 10: Popílek pro asfaltové výrobky
Část 11: Popílek pro ostatní využití

■ **fluidních popelů a popílků,** který obsahuje:
– kmenovou ČSN 72 2080 Fluidní popel a popílek pro stavební účely. Společná ustanovení, požadavky a metody zkoušení;
– soubor dílčích norem ČSN 72 2081 pro šestnáct vybraných technických směrů stavebního využití popelů a popílků z fluidního spalování:

Část 1: Fluidní popel a fluidní popílek pro výrobu lehkých popílkových směsí
Část 2: Fluidní popel a fluidní popílek pro popílek pro výrobu popílkových směsí se zrnitým plnivem
Část 3: Fluidní popel a fluidní popílek pro výrobu vibrovaných a vibrolisovaných výrobků
Část 4: Fluidní popel a fluidní popílek pro výrobu pórobetonu
Část 5: Fluidní popel a fluidní popílek pro výrobu umělého zrnitého plniva za studena
Část 6: Fluidní popel a fluidní popílek pro výrobu umělého zrnitého plniva beztlakým propařováním
Část 7: Fluidní popel a fluidní popílek pro výrobu umělého zrnitého plniva autoklávováním
Část 8: Fluidní popel a fluidní popílek pro výrobu umělého zrnitého plniva spékáním
Část 9: Fluidní popel a fluidní popílek pro výrobu suchých maltových směsí
Část 10: Fluidní popel a fluidní popílek pro výrobu speciálních tmelů
Část 11: Fluidní popel a fluidní popílek pro ostatní využití
Část 12: Fluidní popel a fluidní popílek pro stavbu pozemních komunikací
Část 13: Fluidní popel a fluidní popílek pro výrobu maltovin
Část 14: Fluidní popel a fluidní popílek pro výrobu cihlářských pálených výrobků
Část 15: Fluidní popel a fluidní popílek pro výrobu minerální vlny
Část 16: Fluidní popel a fluidní popílek pro asfaltové směsi

Uvedené české technické normy pro vybrané směry stavebního využití popílku z vysokoteplotního spalování i popela a popílku z fluidního spalování Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a zkušebnictví schválil, ale nezařadil je do seznamu norem určených ve smyslu § 2, odst. 1 nařízení vlády. Normy pro stavební využití popela a popílku z fluidního spalování mají pouze předběžný charakter. Vzhledem k tomu je přípustné, aby při schvalování konkrétních výrobků v procesu posuzování shody upřesňovaly autorizované osoby některé vlastnosti výrobků podmiňující jejich bezpečné uvedení na trh.

Evropské normy

Podle § 4a zákona se harmonizovanou českou technickou normou stává taková norma, která přejímá plně požadavky stanovené evropskou normou nebo harmonizačním dokumentem, které uznaly orgány Evropského společenství jako harmonizovanou evropskou normu.

Současně platné evropské normy, převzaté do české normativní soustavy, se omezují stejně jako české technické normy na stanovení pravidel pro vybrané směry využití popílku ze spalování uhlí pro stavební účely. Nejpodrobněji jsou vypracována pravidla pro využití popílku jako aktivní složky do betonu, malt a injektážních malt v české verzi evropských norem:

ČSN EN 450-1 + A1 Popílek do betonu – Část 1: Definice, specifikace a kritéria shody,
ČSN EN 450-2 Popílek do betonu – Část 2: Hodnocení shody.

Pro využití popílku jako fileru (neaktivní složky) je určujícím podkladem evropská ČSN EN 12620 + A1 Kamenivo do betonu. Pro využití popílku jako složky pro výrobu cementu je směrodatným podkladem evropská ČSN EN 197-1 Cement. Složení, specifikace a kritéria shody cementů pro obecné použití.

V roce 2008 byl do české normativní soustavy začleněn soubor evropských norem pro směsi stmelené hydraulickými pojivy, které se uplatňují při výstavbě komunikací, letištních a jiných dopravních ploch (soubor evropských norem ČSN EN 14 227). Pravidla pro využití popílku ze spalování uhlí jako složky směsí stmelených hydraulickými pojivy jsou stanovena v dílčích normách:

Část 3: Směsi stmelené popílkem,
Část 4: Popílky pro směsi stmelené hydraulickými pojivy,
Část 14: Zeminy upravené popílkem.

Všechny evropské normy upravující využití popílku ze spalování uhlí pro vybrané stavební výrobky jsou začleněny do české normativní soustavy jako normy určené. Technické požadavky na výrobky, stanovené v těchto normách, platí v procesu posuzování shody autorizovanými osobami bez dalších výjimek a změn.

Stavební využití strusky z elektrárenských a teplárenských provozů není normativně pokryto ani v českých, ani v evropských technických normách. Jediná dlouhodobě platná ČSN 722 050 „Škváry pro škvárový beton“ z roku 1960 byla zrušena.

Pro stavební využití energosádrovce z odsířených provozů rovněž neexistují české ani evropské technické normy.

Schvalování výrobků, pro něž normy neexistují

Dosud zpracované české a evropské technické normy nepokrývají všechny směry stavebního využití popílku, dokonce ani ty směry, které jsou specifikovány v příloze č. 2 nařízení vlády v souboru stanovených výrobků.

Neexistence českých ani evropských technických norem pro účelné směry stavebního využití vedlejších produktů ze spalování uhlí však není překážkou pro jejich uvádění na trh. Postup v těchto případech upravuje § 2, odst. 2 nařízení vlády: *„V případě, že výrobce nebo dovozce hodlá uvést na trh výrobek, přičemž požadavky na tento výrobek nejsou plně obsaženy v určených normách, nebo pokud takové normy nebo technické předpisy nekonkretizují z hlediska určeného použití výrobku ve stavbě základní požadavky, které se na dané výrobky vztahují, nebo pokud nehodlá výrobce nebo dovozce postupovat podle určených norem, zajistí výrobce nebo dovozce technická zjištění vlastností výrobku autorizovanou osobou podle § 3.“*. Na základě technických zjištění vydá autorizovaná osoba stavební technické osvědčení, provede hodnocení shody a vydá výrobci certifikát (posouzení podle § 5 nařízení vlády) nebo předepsaný dokument pro ostatní typy posouzení shody (podle § 6 až § 9).

Soubor pověřených autorizovaných osob pro jednotlivé výrobní oblasti stanoví Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví. Pro oblast stavebních výrobků, jejichž rozhodující nebo dílčí materiálovou bází jsou vedlejší produkty ze spalování uhlí, je jako autorizací nejčastěji pověřována státní zkušebna Technický a zkušební ústav stavební Praha, s. p. (autorizovaná osoba č. 204).

Pro ty směry využití popílku, které jsou deklarovány v příloze č. 2 nařízení vlády jako stanovené výrobky, ale požadavky na ně nejsou obsaženy v existujících technických normách, vydává tato autorizovaná osoba doplňující technické podklady, tzv. Technické návody pro činnost autorizovaných osob při posuzování shody stavebních výrobků podle nařízení vlády č. 163/2002 Sb. ve znění nařízení č. 312/2005 Sb. Účelem je zajistit jednotný postup autorizovaných osob při posuzování shody. Jsou registrovány a archivovány Úřadem pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví.

Pro oblast stavebních výrobků, jejichž materiálovou bází jsou vedlejší produkty spalování uhlí a využívají se v báňských provozech a pro rekultivaci povrchových dolů, zajišťuje certifikační činnost, stanovení požadovaných vlastností a dohled nad certifikovanými výrobky převážně akreditovaná osoba č. 242 – Výzkumný ústav pro hnědé uhlí a. s. Most.

Závěr

Z předchozího textu vyplývá, že v normotvorné oblasti se doposud soustředila pozornost téměř výhradně na stanovení technických a legislativních podmínek pro stavební využití popílku ze spalování uhlí. V současnosti má však velmi významné využití energosádrovec, zejména pro výrobu sádrových desek a jako regulátor tuhnutí cementu.

Existuje tak rozpor mezi legislativním pokrytím využití jednotlivých energetických produktů ze spalování uhlí ve stavebnictví a jejich skutečným či potenciálním využíváním. Absence normativních podkladů pro využití vedlejších energetických produktů, které není normativně pokryto, zejména se to týká strusky a energosádrovce, však nemusí být z legislativního hlediska bariérou pro rozvoj jejich uplatnění ve stavebnictví. Právní předpisy usměrňující činnost státních zkušeben jsou dostatečně propracovány, aby umožnily stanovit vlastnosti a podmínky použití jak pro doposud známé, tak i pro nově vznikající aplikace vedlejších energetických produktů.

STAVEBNÍ OBZOR

ROČNÍK 20 ČÍSLO 10/2012

Navigace v dokumentu

OBSAH

Tichý, M.
Co s tou pravděpodobností? **291**

Sura, J. – Štefan, R. – Procházka, J.
Analýza štíhlých železobetonových sloupů metodou založenou na jmenovité křivosti **294**

Miškufová, M.
Měření vlhkosti cihlového zdiva mikrovlnným přístrojem **299**

Duchan, D. – Julínek, T. – Říha, J.
Povodňové ohrožení z pohledu účinků podzemních vod **302**

Ing. Josef Březina – doc. Ing. Bohumil Puchýř, CSc.
Management reklamací ve stavebním podniku **309**

Pavelková, M. – Korytárová, J.
Analýza rizik a nejistot projektu Moravian Science Centre Brno **312**

Co s tou pravděpodobností?

Milík TICHÝ
ČVUT v Praze – Fakulta stavební

Aktivní zájem praxe výstavbových projektů o sofistikované pravděpodobnostní metody navrhování konstrukcí je zanedbatelný. Pro využití znalostí o stavebně inženýrských systémech a jejich náhodném chování se nabízí řada jiných možností.

How about that probability?

For various reasons, owners, designers, and contractors as well are not interested in the application of sophisticated probabilistic design methods. However, several important fields are open for exploiting the knowledge on structural systems and their random behaviour.

Úvod

Před více než dvaceti lety jsem uveřejnil krátkou stať o *mírách spolehlivosti* [1]. Žádnou pozornost tehdy pochopitelně nevzbudila, a já sám jsem na ni zapomněl. Nedávno jsem si ji ale se zájmem přečetl. Udivilo mne především, že nezastarala, a uvědomil jsem si, že se toho za tu dobu v pravděpodobnostním navrhování stavebních konstrukcí příliš nezměnilo. K zásadním změnám v názorech nedošlo. *Metoda dílčích součinitelů spolehlivosti*, definovaná v padesátých letech minulého století, je stále výchozí metodou, na níž jsou založeny dnešní normy pro navrhování nosných stavebních konstrukcí různých druhů co do materiálů, uspořádání a účelu. Normy sice připouštějí výpočet založený na *exaktních pravděpodobnostních podmínkách spolehlivosti,* v nichž se pravděpodobnost poruchy konstrukce, popřípadě obecněji poruchy systému „*konstrukce–zatížení–prostředí*“ (KZP), může uplatnit – ale kdo takový výpočet praktikuje?

Problémy s pravděpodobnostním navrhováním

Metody pravděpodobnostní analýzy nosných stavebních konstrukcí jsou dnes nepochybně velmi rozvinuté a jejich koncepce je obecně přijímána výzkumníky a tvůrci norem. Ale jenom jimi. Kontaktní oblast mezi výzkumem a aplikací je přes četné konference, semináře a školení značně neurčitá, nebo spíše žádná. Známky zlepšení nejsou na obzoru. Odborná veřejnost – především ovšem *projektanti* – nepovažuje výpočet pravděpodobnosti poruchy konstrukce za reálný, anebo dokonce ho vůbec nepovažuje za smysluplný. Přesněji se dá říci, že o něm prostě ani neuvažuje. Nikdo po něm netouží, projektanti mají docela jiné starosti, a nemají o něj zájem ani jejich zákazníci – veřejní nebo soukromí investoři, developeři a stavební podnikatelé. Pro účastníky výstavbových projektů jsou dnes a vždy byly daleko závažnější otázky smluvních vztahů, rizika, pojištění, zajištění jakosti – prostě to, co má přímou souvislost s *peněžními toky* v takových projektech. Pracoval jsem jako projektový manažer více než deset let pro osvíceného soukromého investora – za tu dobu se mne můj klient ani jednou nezeptal, jaká je pravděpodobnost zřícení staveb, jež financoval a mým prostřednictvím realizoval. Spíše se zajímal o průběh a jakost stavebních prací, čerpání úvěru, úrokové míry, inflaci a jiné atributy běžného stavění. A zajímal ho především hmotný a finanční výsledek jeho výstavbových projektů. Nevím, jak bych pochodil, kdybych se o pravděpodobnostech zmínil.

I pro zcela jednoduchou konstrukci je výpočet pravděpodobnosti poruchy složitý a značně, nebo spíše *velice nespolehlivý*. Co je podmínkou takového výpočtu? Bez aktivní znalosti matematické statistiky a teorie pravděpodobnosti, bez znalosti chování systémů se do něj inženýr nemůže pouštět. Pokud pravděpodobnostní výpočet vůbec dovedeme provést, potřebujeme k tomu:

- *výpočetní model vyšetřovaného systému*, vystihující jeho chování v čase i v prostoru; systémem rozumíme nejen samotnou konstrukci, ale také její zatížení a časoprostorové podmínky působení včetně všech okrajových podmínek (běžně se však pracuje se zjednodušenými modely 2D, a to i tam, kde by bylo nutné uvažovat model 3D nebo 4D);
- údaje o *náhodném chování prvků systému* a o *náhodném chování jejich vzájemných zapojení* (na ta se zcela a pravidelně zapomíná), o náhodném chování *okrajových podmínek* nemluvě (i na ně se zapomíná);
- reálné *pravděpodobnostní modely vstupních veličin* (tj. rozdělení pravděpodobností), vycházející ze skutečných dat a vystihující jejich fyzikální vlastnosti (většinou se však pracuje jen s normálním rozdělením pravděpodobností, ačkoli takové zjednodušení bývá daleko od skutečnosti);
- *hodnoty statistických charakteristik těchto modelů* (obvykle se pracuje jen se střední hodnotou a rozptylem, což je obecně velice chybné – třetí parametr je u jednovrcholových spojitých rozdělení nezbytný, čtvrtý už je k nepotřebě).

Důležité je uvědomit si, že všechny veličiny, které vstupují do výpočtu pravděpodobnosti poruchy, jsou *náhodné proměnné* (dokonce i samotné pravděpodobnostní modely jsou náhodné!). Dají se popsat matematicko-statisticky s různou výstižností. *Náhodné chování má tedy pochopitelně i pravděpodobnost poruchy, přičemž se její rozptyl výrazně zvětšuje v oblasti malých hodnot, se kterými chceme pracovat.* Navíc cokoli do výpočtu pravděpodobnosti poruchy P_f vstupuje, je ***odhadem***. A tedy i výsledek, tj. samotná pravděpodobnost P_f, je odhadem – a dá se říci, že velice hrubým. Nabízejí se sice sofistikované softwary, které dovedou jakýsi pravděpodobnostní výpočet, a dokonce i dimenzování konstrukce, předvést, a dospět k nějakým hodnotám P_f způsobilým pro porovnávání různých případů systémů KZP, avšak jejich praktická využitelnost je malá. Ne-li nulová. Ne-li škodlivá.

Vyskytlo se zde slovo „porucha“. Poruchou stavební konstrukce se rozumí dosažení nějakého mezního stavu definovaného jako zřícení, vybočení, nadměrný průhyb, vznik trh-

liny, nadměrná šířka trhlin, nadměrné kmitání konstrukce, překocení anebo jinak podobně. Není to však tak jednoduché, jak bychom potřebovali. *Dosažení mezního stavu není nikdy jednorázovým, okamžitým a přesně popsaným jevem.* Probíhá v určitém časovém i prostorovém pásmu, definice poruchy není až na některé případy (např. vybočení, křehký lom) jednoznačná, a tak vlastně nevíme, ke kterému bodu takového pásma máme pravděpodobnost poruchy vztahovat. Působí to mnoho problémů nejen v navrhování konstrukcí, ale také ve zkušebnictví, řízení jakosti, přejímce výrobků apod. a také při řešení sporů.

Před třiceti lety Grimmelt a Schuëller [2] ukázali, jak obrovské jsou u zcela jednoduchých, dobře popsaných statických systémů, zatížených přesně popsanými zatíženími a se srozumitelně a jednoznačně popsanou poruchou *rozdíly v pravděpodobnostech P_f vypočtených podle různých metod*. Zjistili, že u téhož případu jsou vypočtené hodnoty P_f v rozmezí 10^{-3} až 10^{-13}. To byl poněkud deprimující poznatek, který u některých badatelů vedl ke zvýšení snah o zpřesnění výpočtu, u jiných naopak k útlumu zájmu o tuto oblast zkoumání a k obrácení pozornosti jiným směrem.

Pravděpodobnostní metody se uplatňují v ***popisu spolehlivosti stavebních konstrukcí.*** Převratná dizertační práce Maxe Mayera z roku 1926 [3], později z hloupých ideologických důvodů zcela zapomenutá, a dodnes proto málo známá, otevřela cestu k dnešnímu stavu, tj. k metodám *navrhování konstrukcí podle mezních stavů pravděpodobnostními metodami.* Hledání výpočetního modelu spolehlivosti stavební konstrukce dovršil Freudenthal [4], [5], který navíc již v letech 1945 až 1960 zavedl do navrhování *nákladovou funkci a riziko spojené s nebezpečím vzniku poruchy* ([5], s. 1360-1363). Od té doby však zásadní změny nenastaly, i když se formát *podmínek spolehlivosti* zdokonaloval a postupně sjednocoval. Významnou studii o využití spolehlivostních metod v navrhování konstrukcí zpracoval v roce 2001 Rackwitz [6].

Hlavní příčinou nezájmu odborné veřejnosti o přesnější pravděpodobnostní metody (dá se říci, že je to dokonce nezájem aktivní, neboli *odpor*) je nepochybně nepatrná vypovídací síla pravděpodobnosti poruchy P_f jako vstupní nebo výstupní veličiny navrhování konstrukcí – bez ohledu na to, o jaký mezní stav běží. Na první pohled, a dokonce i teoreticky vzato, se P_f zdá být vynikající jednoduchou veličinou, svým způsobem výstižnější, než je souhrn dílčích součinitelů spolehlivosti, charakteristických hodnot pevností, charakteristických hodnot zatížení a jiných obdobných veličin, kterými normy pro navrhování stavebních konstrukcí překypují. Je to však veličina, jejíž *hodnoty jsou nesrozumitelné* (transformace pravděpodobnosti poruchy na oblíbený *index beta* na srozumitelnosti nepřidá). Ani lidé s odborným matematicko-statistickým vzděláním nejsou schopni rozlišit čísla, která jsou někde v pásmech 10^{-3} až 10^{-9} (kde bychom například pravděpodobnost poruchy chtěli mít). Pokud se některého z obhájců pravděpodobnostního navrhování zeptáme, co vlastně technicky a ekonomicky pravděpodobnost poruchy třeba $2{,}7 \cdot 10^{-7}$ znamená, odpoví prázdnými slovy, aniž by se zeptal, k jaké době a k jakému prostoru tu hodnotu vztahujete. *Bez údajů o referenční době a prostoru nemají jakékoliv údaje o pravděpodobnostech a spolehlivosti smysl.* – ***Ale podobně jsem – jako pravděpodobnostní novic – kdysi odpovídal i já.***

Vnímání hodnot pravděpodobnosti

Stavební inženýr nedovede prakticky vnímat, natožpak kvalitativně chápat hodnoty pravděpodobnosti menší než 10^{-3} (nanejvýš snad pochopí výrok, že pravděpodobnost poruchy je nulová, ten je ale vždy podezřelý, i když zdaleka nemusí být nesmyslný – pravděpodobnost překocení Cheopsovy pyramidy je z mnoha důvodů nesporně nulová). S neschopností rozeznávat význam absolutních hodnot malých pravděpodobností se setkáváme také v jiných oborech (problém vnímání čísel s mnoha nulami v jiných souvislostech objevně popsal Hofstadter [7]). Můžeme se inženýrovi pokusit vysvětlit, že konstrukce navržené tak, aby pravděpodobnost jejich poruchy v uvažované době a v uvažovaném prostoru byla rovna přesně 10^{-5}, budou selhávat *průměrně* desetkrát častěji než konstrukce navržené pro pravděpodobnost 10^{-6} (pokud půjde o konstrukce téhož druhu a působící za týchž časoprostorových okolností). Obdobně bychom mohli inženýrovi říci, že stropní nosníky navržené pro pravděpodobnost překročení přijatelného průhybu $P_f \leq 0{,}01$ budou *průměrně* v jednom ze sta nebo méně případů vykazovat v době jejich běžného užívání průhyby větší než specifikovaná mez. V reálném čase to nedokážeme srozumitelně popsat a vysvětlit, a tak nám ten inženýr nebude rozumět. *Inženýr s žádným zřícením nebo s nadměrným průhybem nepočítá a počítat nechce* (pokud nejde o navrhování konstrukce pro případ výjimečné události), a nebude se tedy naší úvahou vůbec zabývat. Bude si o nás myslet leccos.

Navíc nedovedeme dát projektantovi žádnou záruku o vypočítané pravděpodobnosti poruchy P_f pro daný systém KZP a pro danou dobu jeho životnosti. I když bude výpočet přesvědčivý, bude to vždy jen *pravděpodobnost hrubě odhadnutá* – nikoli skutečná. A tou by se měl inženýr řídit? Jeho projektování nemůže být založeno na hrubých odhadech. Nemůžeme se divit, že vztah inženýra k takové nesrozumitelné veličině je velice odtažitý. A ještě odtažitější budou názory policie, státních zástupců a soudů nebo rozhodců.

Právo a pravděpodobnostní navrhování

V úvaze o pravděpodobnostních metodách navrhování konstrukcí je nutné se totiž zastavit ještě u **právního aspektu projektování staveb s použitím pravděpodobnostních metod**. Předpokládejme, že architekt vytvoří návrh budovy a její nosnou konstrukci navrhne a nadimenzuje inženýr. Z nějakého důvodu se budova zřítí – třeba jen částečně. Vyšetřováním se neprokáže žádná chyba ani v koncepci budovy, ani v koncepci projektové dokumentace, ani ve výpočtu konstrukce, ani v realizaci a také ne v užívání. Pozornost orgánů se zaměří – jak je to dnes všeobecně obvyklé – na projektanta-inženýra. V následném **trestním řízení** se stíhaný projektant bude hájit tím, že konstrukci navrhl pravděpodobnostní metodou, která ovšem nevylučuje s velice malou pravděpodobností zřícení nosné konstrukce, a že tedy zřícení nastalo „zákonitě náhodně“. Troufám si tvrdit, že žádný soud na světě nezaloží svůj rozsudek na pravděpodobnostní úvaze, nebo názorněji řečeno, na náhodné vyšší moci popsané matematicko-statisticky. A odsoudí inženýra, anebo ho naopak pro nedostatek důkazů osvobodí podle zásady „*in dubio pro reo*“ (tj. „*v pochybnostech rozhodni ve prospěch obviněného*“). Soudní praxe je v tomto ohledu *kvalitativně jednoznačná;* naproti tomu kvantitativní rozhodování o výši případného trestu jednoznačným, popř. jednotným nebývá.

Ještě složitější je **řešení sporů v soukromém právu** – advokát protistrany by na argumentaci s pravděpodobností reagoval úsměškem, odmítavě by se choval i soudce nebo rozhodci.

Právo pravděpodobnostní úvahy nepřipouští, rozhodování v soukromém a trestním právu nemůže být založeno na matematicko-statistických modelech, byť sebesofistikovanějších. Nesmíme přitom zapomenout, že i rozhodování

bezpečnostních a justičních orgánů je zatíženo faktory vedoucími k náhodnosti, i když se považuje za nenáhodné. Nikomu se dosud nepodařilo soud přesvědčit o vině či nevině obviněného na základě pravděpodobnostní úvahy. Žádný spor vycházející ze smlouvy o dílo na zhotovení projektové dokumentace nebo zhotovení stavby anebo jiné takové smlouvy nebyl rozhodnut na základě pravděpodobnostní úvahy. *Rozhodnutí soudce nebo rozhodců nemůže být deklarovaným odhadem*. Píše o tom zajímavě Mlodinow [8], jehož živě psanou knihu velice doporučuji každému, kdo se zajímá o náhodnost, pravděpodobnost a související disciplíny. České občanské zákoníky se o *nahodilosti* (nikoliv o náhodnosti) v souvislosti se zničením věci zmiňují, aniž by však specifikovaly, co se nahodilostí rozumí nebo jak se má vystihnout.

Projektant je spokojen, jestliže jako podklad pro navrhování nosné konstrukce dostane jednoznačné hodnoty (například součinitele spolehlivosti), kterým je schopen porozumět. Neprůhledné veličiny, jejichž hodnoty nedokáže posoudit a jejichž kvalitativní smysl nechápe a které mu nakonec mohou způsobit právní obtíže, bude trvale odmítat. Nejistých údajů má ve své práci i bez pravděpodobnosti vydatně, on ale musí myslet a rozhodovat co nejpřesněji, nikoliv nejistě.

Nové možnosti

Kam tedy s ní? S tou pravděpodobností? Má se snad zahodit vše, co se dosud vykonalo? Mé úvahy vypadají samozřejmě velice pesimisticky, a mohlo by se zdát, že považuji dosavadní práci, která se na tomto poli udělala (tedy i svou práci), za ztracenou. Není tomu tak. Hry s pravděpodobností poruchy, hledání formátů výpočtu, hledání metod, přijatelných hodnot, poznávání zákonitostí systémů a další a další kroky – to vše *nebylo zbytečné*. Vznikl cenný myšlenkový aparát, který se dá využít velice dobře na jiných polích. Rozvoj poznání, elektronických technologií a výkonnost softwarů nabízí **mnoho příležitostí**:

● Přitažlivým a zatím zcela neprozkoumaným polem je aplikace pravděpodobnostních metod v **managementu výstavbových projektů**. Atraktivním je zejména management založený na postupech BIM (Building Information Modeling, popř. *B*uilding Information Management, viz např. [9]). Zatím se v používaných metodách BIM vychází z deterministických hodnot vstupních veličin, ale metoda sama přímo volá po tom, aby se do modelů zavedla náhodnost vstupů, a modeloval se náhodný průběh realizačních procesů vystavených nebezpečím a následným rizikům (například důležitým problémem, který má právě řešit BIM, je detekce kolizí). To nelze uskutečnit bez důkladné matematicko-statistické erudice a bez „pravděpodobnostní zkušenosti“. Pro teoretiky je přitažlivým polem hledání pravděpodobnosti dodržení rozpočtu, dodržení termínu ukončení díla a jiné úlohy, kde při realizaci zakázek nelze vyloučit rušivé vlivy.

● Odhad *pravděpodobností poruchy procesu realizace a užívání stavby* má velký význam při **odhadu rizika v pojistném průmyslu**. Z rizika se odvozuje pojistné (viz [10], s. 297-300). Pojišťovny mají bohaté sbírky dat v oblasti některých běžných pojištění (pojištění v dopravě, životní pojištění aj.). Pokud jde o pojišťování stavebních objektů co do jejich nosné způsobilosti, jsou data vesměs nedostatečná, a možnost odvodit pojistné teoretickým rozborem by mohla tedy být pro pojistný trh lákavá. Je zde mnoho příležitostí pro každého, kdo se vyzná v problémech spolehlivosti stavebních objektů.

● Jakýkoli systém vystavený nebezpečím a z něj vyplývajícím rizikům můžeme snadno přirovnat k systému nosné konstrukce vystavené zatížení [11]. Mezi oběma systémy je mnoho **analogií** na různých úrovních (efekt rozměru, plasticita, dotvarování, stabilita tvaru a polohy, únava a mnoho dalších). Zjednodušeně se dá říci, že *jakýkoli systém vystavený nebezpečí má vlastnosti analogické nosné stavební konstrukci vystavené zatížení*, *tj. obecněji systému KZP*. Zde se nabízí velice rozsáhlá možnost uplatnit naše znalosti: vše, co známe z teorie a praxe spolehlivosti stavebních konstrukcí, můžeme snadno extrapolovat do problematiky rizikologie jakýchkoli systémů – technických, dopravních, ekonomických, politických – prostě opravdu jakýchkoli. Spolupráce s bankami a pojišťovnami by mohla přinést mnoho nových podnětů pro aplikace znalostí stavebních inženýrů. Finanční ústavy i vlády věnují stále větší pozornost ovládání finančních rizik, které se bez znalosti náhodného chování systémů neobejde (viz např. [12], [13]).

● Nemusíme však chodit tak daleko, v **procesech a produktech výstavby** máme mnoho různých systémů, při jejichž vyšetřování se dají uplatnit metody z teorie konstrukcí. Uveďme jen namátkou dopravu, inteligentní budovy, vodní hospodářství (kde je využívání pravděpodobnostních metod výrazně pokročilé), systémy facility managementu. A mnoho jiných.

Dala by se nalézt i jiná odbytiště pro naše znalosti náhodného i nenáhodného chování zatížených stavebních konstrukcí nalézajících se v náhodném i nenáhodném prostředí. Nabízí se zde pole pro zcela racionální výzkum a mnoho otevřených příležitostí. Bez posunu v názorech, ovládnutí nových disciplín a hlavně bez cílevědomé práce je však nedokážeme využít.

Takže na otázku, „Co s tou pravděpodobností?“, není obtížné odpovědět.

Literatura

[1] Tichý, M.: On the reliability measure. Structural Safety, 5 (1988), pp. 227-232.

[2] Grimmelt, M. J. – Schuëller, G. I.: Benchmark study of methods to determine collapse failure probabilities of redundant structures. Structural Safety, 1 (1982/1983), pp. 93-106.

[3] Mayer, M.: Sicherheit der Bauwerke und ihre Berechnung nach Grenzkräften anstatt nach zulässigen Spannungen. Berlin, Julius Springer 1926.

[4] Freudenthal, A. M.: The safety of structures. Transactions, American Society of Civil Engineers. Paper No. 2296, 1945, pp.125-180.

[5] Freudenthal, A. M.: Safety and the probability of structural failure. Transactions, American Society of Civil Engineers. Paper No. 2843, 1954, pp. 1337-1397.

[6] Rackwitz, R.: Reliability analysis — a review and some perspectives. Structural Safety, 3 (2001), pp. 365-395.

[7] Hofstadter, D. R.: Metamagical Themas: Questing for the Essence of Mind and Pattern. Toronto, Bantam Books 1986, pp. 115-135 (On number numbness).

[8] Mlodinow, L.: Život je jen náhoda. Praha, Slovart 2009, 248 s. (překlad originálu: Drunkard’s Walk. How Randomness Rules our Lives. Vintage Books 2008).

[9] Eastman, C. – Teicholz, P. – Sacks, R. – Liston K.: BIM Handbook: A Guide to Building Information Modeling for Owners, Managers, Designers, Engineers and Contractors. New York, John Wiley 2011, 504 p.

[10] Tichý, M.: Ovládání rizika. Praha, C. H. Beck 2006, 400 s.

[11] Tichý, M.: Entity risk mechanics. Journal of Risk Analysis and Crisis Response, 2 (2012), pp. 107-114.

[12] Basel III: International framework for liquidity risk measurement, standards and monitoring. Basel Committee on Banking Supervision. 2010. www.bis.org

[13] Solvency II: Directive 2009/138/EC of the European Parliament and of the Council of 25 November 2009 on the taking-up and pursuit of the business of Insurance and Reinsurance.

Analýza štíhlých železobetonových sloupů metodou založenou na jmenovité křivosti

Ing. Josef SURA
Ing. Radek ŠTEFAN
prof. Ing. Jaroslav PROCHÁZKA, CSc.
ČVUT v Praze – Fakulta stavební

Článek je zaměřen na problematiku posuzování štíhlých betonových sloupů metodou založenou na jmenovité křivosti. Je popsán výpočetní algoritmus pro stanovení závislosti moment-křivost, která je následně využita k vlastnímu posouzení únosnosti sloupu. Výpočetní postup je ověřen na příkladech porovnáním dosažených výsledků s údaji získanými experimentem a výpočtem metodou konečných prvků.

Analysis of slender concrete columns by a method based on nominal curvature

The paper is focused on the assessment of slender concrete columns by a method based on nominal curvature. An algorithm for the determination of a moment-curvature diagram used for the assessment of concrete columns is presented. The calculation method is verified on examples of concrete columns. The results obtained by the method are compared with experimental data and with the results obtained by finite element analysis.

Úvod

V současném betonovém stavitelství je již téměř nemožné obejít se bez štíhlých podpěrných konstrukcí, jako jsou sloupy, pilíře a stojky patrových rámů. Nároky na úsporu materiálu, estetičnost konstrukce a architektonické požadavky nutí stavební inženýry navrhovat stále subtilnější a odvážnější konstrukce. Charakteristickým znakem těchto konstrukcí je to, že účinky vnějšího zatížení jsou ovlivněny deformací konstrukce. Pro výstižný popis chování konstrukce, případně jejích prvků, je tedy nutné zohlednit účinky zatížení na deformované konstrukci [2].

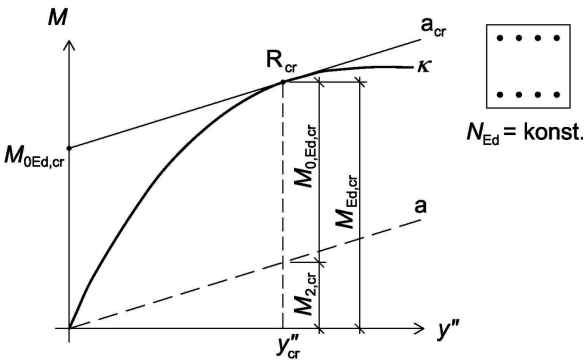
V článku je prezentován výpočetní postup pro posouzení železobetonových sloupů metodou založenou na jmenovité křivosti. Tato metoda je všeobecně známá (viz např. [2]), avšak vzhledem k tomu, že vyžaduje poměrně složitý iterativní výpočet, není doposud její využití v inženýrské praxi příliš rozšířeno.

Pro potřeby praktického návrhu je v ČSN EN 1992-1-1 [1] navržen zjednodušený postup, který nevyžaduje stanovení závislosti moment-křivost, čímž se celý výpočet značně zjednoduší, viz např. [6, kap. 7.4.4]. Tento postup však slouží pouze ke stanovení účinku zatížení s uvážením vlivu druhého řádu, následné posouzení prvku je nutné provést samostatným výpočtem (např. pomocí interakčního diagramu). Proti tomu metoda popsaná v tomto článku slouží jak ke stanovení účinku zatížení (včetně vlivu druhého řádu), tak k posouzení prvku bez nutnosti doplňujících výpočtů. Další její předností je to, že umožňuje analyzovat excentricky zatížené sloupy libovolné štíhlosti.

Výpočetní algoritmus vycházející z popsané metody byl implementován v prostředí matematického nástroje MATLAB [4] do výpočetního programu RCC (Reinforced Concrete Columns) [8][9]. Postup je ověřen na konkrétních příkladech železobetonových sloupů [3]. Výsledky stanovené programem RCC jsou porovnány s údaji získanými experimentem a výpočtem metodou konečných prvků.

Princip posouzení štíhlého tlačeného prvku

Hlavním problémem při použití metody založené na jmenovité křivosti je určení závislosti ohybového momentu M na křivosti y'' (křivost bývá též označována jako $1/r$). Tato závislost se stanoví tak, že se pro konstantní hodnotu normálové síly a jednotlivé hodnoty křivosti y'' určí odpovídající hodnoty ohybového momentu M, který je daný průřez schopen přenést. Spojením takto získaných bodů vznikne křivka κ, jež bude ukončena, pokud bude v některém z materiálů dosaženo mezního přetvoření (dochází k meznímu stlačení betonu nebo k nadměrnému protažení výztuže).



Obr. 1. Diagram závislosti ohybového momentu na křivosti

Průběh momentu druhého řádu je přímkou a vyjádřen na *obr. 1*. Ohybový moment vzniká v důsledku deformace konstrukce od působícího zatížení. K tomuto vlivu dochází u všech tlačených prvků, avšak u masivních sloupů můžeme tento jev zanedbat. Kritéria pro zanedbání účinků druhého řádu vycházejí z předpokladů dostatečně masivního prvku, popř. z prokázání, že účinek momentu druhého řádu je zanedbatelný [1,6].

Průběh momentu druhého řádu lze popsat vztahem (1) viz [6]

$$M_2 = N_{\mathrm{Ed}} \cdot e_2 = N_{\mathrm{Ed}} \cdot K_\varphi \cdot y'' \cdot \frac{l_0^2}{c}, \qquad (1)$$

kde M_2 značí ohybový moment druhého řádu, N_{Ed} je hodnota normálové síly (pro sestrojení diagramu *M-y*“ se uvažuje konstantní hodnota), e_2 je výstřednost druhého řádu, K_φ je součinitel zohledňující účinek dotvarování, y“ značí křivost, l_0 je vzpěrná délka řešeného sloupu a c označuje součinitel, jehož hodnota je závislá na rozdělení křivosti po délce řešeného sloupu. Jak je uvedeno v [6, kap. 7.4.4], pro sinusový průběh momentu (resp. křivosti) po délce prutu se používá $c = 10$ ($\approx \pi^2$); je-li moment prvního řádu konstantní, má se uvažovat nižší hodnota; hodnota $c = 8$ je dolním limitem, který odpovídá konstantnímu celkovému momentu (resp. křivosti) po délce prutu.

Součinitel K_φ se určí ze vztahu (2) viz [6]

$$K_\varphi = 1 + \beta \cdot \varphi_{ef} \geq 1, \text{ kde} \tag{2}$$

$$\beta = 0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150}, \tag{3}$$

kde λ je štíhlost prvku a φ_{ef} je účinný součinitel dotvarování, který se stanoví ze vztahu

$$\varphi_{ef} = \varphi_{(\infty,t0)} \cdot k, \text{ kde} \tag{4}$$

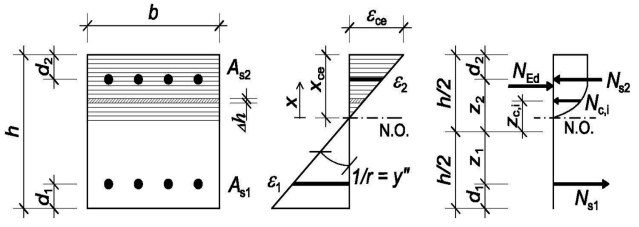
$$k = \frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}}, \tag{5}$$

kde $\varphi_{(\infty,t0)}$ značí konečný součinitel dotvarování, M_{0Eqp} je ohybový moment prvního řádu vyvozený kvazi-permanentním zatížením (mezní stav použitelnosti) a M_{0Ed} je návrhový ohybový moment prvního řádu vyvozený uvažovanou kombinací zatížení (mezní stav únosnosti). Pokud se má vliv dotvarování zanedbat, uvažuje se $K_\varphi = 1$ (tedy $\varphi_{(\infty,t0)} = 0$).

Pro posouzení prvku je nutné stanovit hodnotu ohybového momentu $M_{0,Ed,cr}$, která odpovídá maximální možné hodnotě ohybového momentu prvního řádu, kterou je řešený prvek schopen přenášet při dané hodnotě normálové síly. Tato hodnota je na svislé ose vyznačena jako průsečík s přímkou a_{cr}, která je tečnou křivky κ a je rovnoběžná s přímkou a (*obr. 1*). Pokud je hodnota působícího ohybového momentu prvního řádu $M_{0,Ed}$ menší než kritická hodnota $M_{0,Ed,cr}$, vyhovuje daný prvek z hlediska únosnosti.

Stanovení závislosti moment – křivost

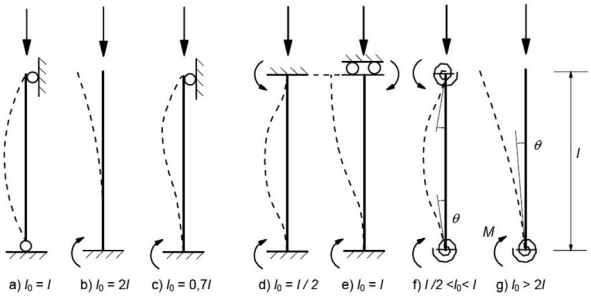
Pro stanovení závislosti *M-y“* uvažujme tlačený železobetonový sloup o výšce l, který je v hlavě zatížen normálovou silou N_{Ed} působící s výstředností e_0 v rovině ohybu. Průřez sloupu o rozměrech $b \times h$ je vyztužen ocelovými pruty o celkové průřezové ploše A_s (výztužné pruty jsou rozmístěny u stran kolmých na rovinu ohybu), viz *obr. 2*. Charakteristická hodnota pevnosti betonu je označena f_{ck}, charakteristická hodnota meze kluzu oceli f_{yk}.



Obr. 2. Schéma průřezu řešeného prvku

Schéma průřezu, jeho přetvoření při zatížení excentricky působící silou N_{Ed} a odpovídající obrazec napětí a sil v betonu a ve výztuži (síly jsou vykresleny ve směru jejich skutečného působení), znázorňuje *obr. 2*. Tahová pevnost betonu je zanedbána (což vede ke konzervativnímu návrhu), avšak jednoduchou úpravou popisovaného algoritmu by bylo možné i tento vliv započítat. Hodnota d_1 (d_2) označuje vzdálenost tažené (tlačené) výztuže od dolního (horního) líce průřezu, A_{s1} (A_{s2}) je plocha tažené (tlačené) výztuže, ε_{ce} značí přetvoření horních vláken průřezu (maximální tlakové přetvoření betonu), ε_1 (ε_2) přetvoření tažené (tlačené) výztuže, x_{ce} je vzdálenost horních vláken od neutrální osy (tj. výška tlačené oblasti průřezu), z_1 (z_2) vzdálenost tažené (tlačené) výztuže od těžiště betonového průřezu, $z_{c,i}$ vzdálenost těžiště i-té vrstvy betonu od těžiště betonového průřezu, N_{s1} (N_{s2}) označuje sílu v tažené (tlačené) výztuži, $N_{c,i}$ sílu v i-té vrstvě betonu.

Pro výpočet je dále nutné určit účinnou délku sloupu l_0 na základě podepření a skutečné délky sloupu l. Pro osamělé prvky s konstantním průřezem lze uvažovat vztahy uvedené na *obr. 3*. Pro prvky, které jsou součástí ztužených nebo neztužených konstrukcí, je nutné zohlednit skutečné tuhosti v podepření, viz např. [5, příloha 13].



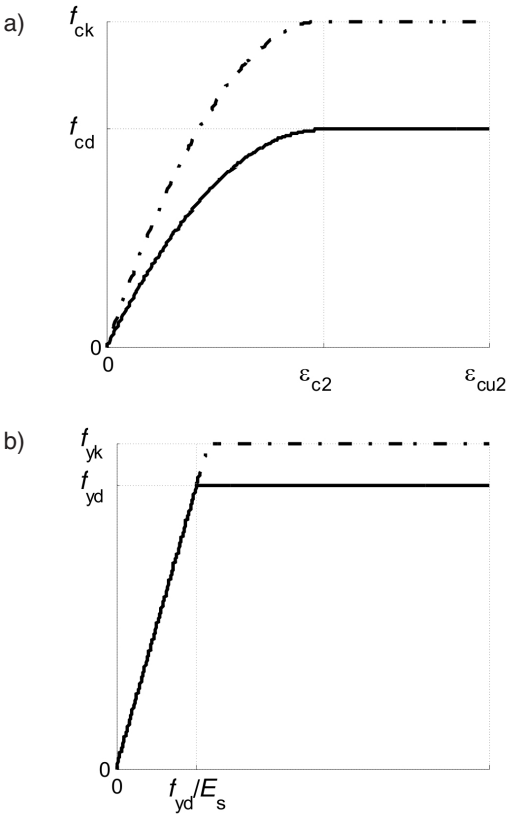
Obr. 3. Určení účinné délky sloupu na základě statického schématu [1]

Dále je pro výpočet nutné definovat pracovní diagramy základních materiálů. Pro názornost je na *obr. 4a* znázorněn parabolicko-rektangulární pracovní diagram betonu a na *obr. 4b* idealizovaný pracovní diagram betonářské výztuže shodný pro tlakovou i tahovou větev. V popisovaném výpočetním algoritmu je přetvoření v tlačené oblasti průřezu uvažováno s kladným znaménkem, tudíž i tlakové napětí je uvažováno jako kladné. Tato konvence byla zavedena v důsledku zanedbání působení betonu v tahu (pro beton se tedy uvažují pouze kladné hodnoty napětí a přetvoření, pro výztuž mohou tyto veličiny nabývat kladných i záporných hodnot, v závislosti na poloze výztuže vzhledem k neutrální ose).

Stanovení závislosti *M-y“* probíhá na základě výpočetního algoritmu, který byl odvozen v práci [7]. Nejprve je volena hodnota křivosti, která pro následující výpočty postupně vzrůstá od počáteční nulové hodnoty. Pro zvolenou křivost je iterativně dohledávána taková poloha neutrální osy, která splňuje podmínku rovnováhy mezi účinky vnitřních a vnějších sil podle rovnice

$$N_c + N_{s1} + N_{s2} = N_{Ed}\,. \tag{6}$$

Jednotlivé síly v rovnici jsou určovány na základě napětí stanovených z pracovních diagramů v závislosti na přetvoření. Přetvoření je dopočítáváno z geometrických vztahů za předpokladu známé hodnoty křivosti a polohy neutrální osy. V každém místě průřezu lze tedy stanovit hodnotu přetvoření z rovnic



Obr. 4. Pracovní diagramy
a – parabolicko-rektangulární pracovní diagram betonu v tlaku,
b – pracovní diagram betonářské výztuže (shodný pro tah i tlak)

$$\varepsilon(x) = x \cdot \frac{\varepsilon_{ce}}{x_{ce}}, \tag{7}$$

$$\varepsilon_{ce} = x_{ce} \cdot y" \tag{8}$$

kde $\varepsilon(x)$ označuje přetvoření v libovolném místě průřezu a x označuje vzdálenost tohoto místa od polohy neutrální osy (nad neutrální osou se uvažuje kladné, pod osou záporné, viz *obr. 2*). Ostatní proměnné jsou popsány výše.

Síly ve výztuži jsou určovány z rovnice

$$N_{s,i} = A_{s,i} \cdot \sigma_{s,i}(\varepsilon_{s,i}), \tag{9}$$

kde $A_{s,i}$ je plocha výztuže a $\sigma_{s,i}(\varepsilon_{s,i})$ napětí stanovené z pracovního diagramu na základě přetvoření v místě těžiště výztuže. Pro beton je definována pouze tlačená větev pracovního diagramu, pro záporné přetvoření se uvažuje nulová hodnota napětí v betonu. Celková síla v tlačeném betonu se určí jako součet dílčích sil v jednotlivých vrstvách podle vztahů

$$N_{c,i} = \Delta h \cdot b \cdot \sigma_{c,i}(\varepsilon_{c,i}) \tag{10}$$

$$N_c = \sum_{i=1}^{n} N_{c,i}\ ;\ \text{kde}\ \ n = \frac{x_{ce}}{\Delta h}, \tag{11}$$

kde $N_{c,i}$ značí sílu v i-té vrstvě betonu o tloušťce Δh a šířce b odpovídající šířce průřezu (*obr. 2*). Napětí $\sigma_{c,i}(\varepsilon_{c,i})$ se určí z pracovního diagramu betonu (*obr. 4a*) na základě přetvoření stanoveného v těžišti i-té vrstvy betonu.

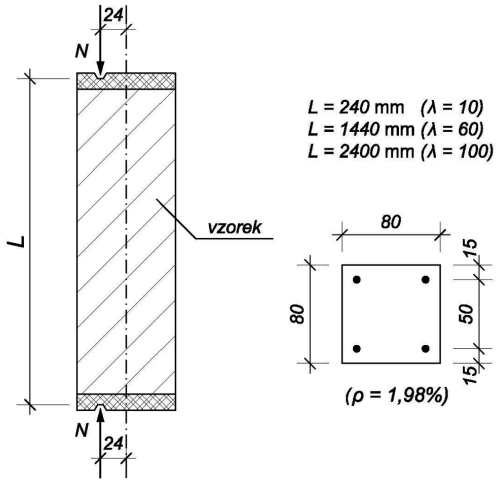
Poté, co je iterativně nalezena taková poloha neutrální osy, která vede ke splnění rovnice (6), přistoupí se ke stanovení ohybového momentu vnitřních sil k těžišti betonového průřezu dle rovnice

$$M = N_{s1} \cdot z_1 + N_{s2} \cdot z_2 + \sum_{i=1}^{n} N_{c,i} \cdot z_{c,i}. \tag{12}$$

Tento postup odpovídá stanovení ohybového momentu pro jednu hodnotu křivosti. Pro závislost *M-y"* se postupně mění hodnota křivosti, příslušné hodnoty ohybového momentu se stanovují dle popsaného algoritmu. Tímto postupem je vytvořena křivka κ, která je ukončena, pokud je v některém z materiálů dosaženo mezního přetvoření. Alternativně by bylo možné ukončit křivku κ po dosažení bodu R_{cr}, viz *obr. 1* (v následujícím bodě dojde k poklesu derivace křivky κ pod hodnotu směrnice přímky *a*, což lze ve výpočetním programu nastavit jako kritérium pro ukončení výpočtu křivky κ).

Ověření výpočetního algoritmu

Popsaný výpočetní algoritmus byl implementován v prostředí matematického nástroje MATLAB [4] do výpočetního programu RCC [8], [9]. Výsledky jsou porovnány s údaji získanými experimentem a výpočtem metodou konečných prvků. Práce [3] byla zaměřena na analýzu chování excentricky zatížených železobetonových sloupů různých štíhlostí. V práci byly prezentovány výsledky experimentů a odpovídajících výpočtů metodou konečných prvků. Uspořádání zatěžovací zkoušky znázorňuje *obr. 5*. Byly zkoušeny sloupy konstantního průřezu 80 x 80 mm² délky 240 mm, 1 440 mm a 2 400 mm, což odpovídá štíhlosti λ = 10, 60 a 100. Zatěžovací síla působila ve všech případech s výstředností 24 mm. Pevnost betonu v době zkoušky byla 25,5 MPa, pevnost výztužných ocelových prutů 387 MPa. Všechny sloupy měly shodný stupeň vyztužení ρ = 1,98 %.

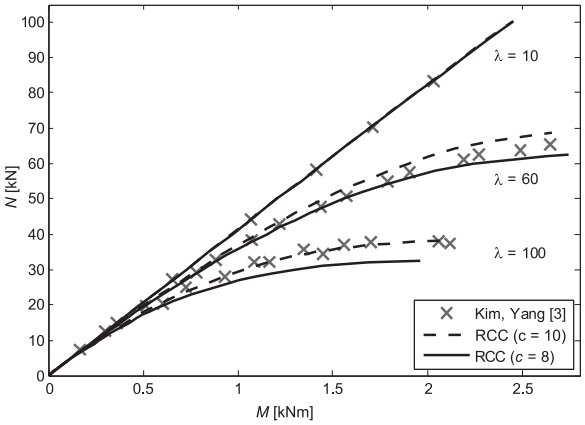


Obr. 5. Uspořádání zatěžovací zkoušky

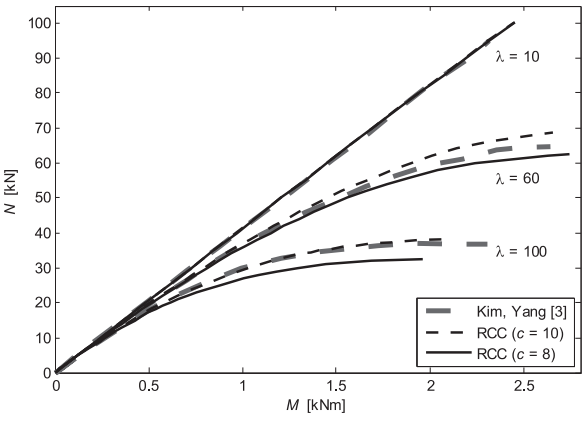
V průběhu zkoušky byla postupně zvětšována normálová síla působící na sloup a byly měřeny hodnoty průhybu uprostřed výšky sloupu. Z těchto hodnot bylo možné určit závislost normálové síly na působícím ohybovém momentu, který byl stanoven vynásobením normálové síly celkovou excentricitou (počáteční excentricita 24 mm + naměřená hodnota průhybu), čímž byl zohledněn vliv druhého řádu. Měření bylo prováděno pro sloupy třech různých štíhlostí (λ = 10, 60 a 100), přičemž pro každou štíhlost byly zkoušeny dva vzorky.

Kromě naměřených hodnot byly v práci [3] publikovány také odpovídající výsledky stanovené výpočtem metodou konečných prvků. Porovnání grafů závislosti *N-M* stanovených programem RCC s údaji naměřenými v rámci experimentu [3] je uvedeno na *obr. 6*. Pro každou štíhlost jsou na *obr. 6* vykreslena data změřená na obou zkoušených vzorcích. Grafy závislosti *N-M* stanovené programem RCC jsou na *obr. 7* porovnány s výsledky získanými výpočtem metodou konečných prvků [3]. Hodnoty limitních normálových sil, při jejichž překročení došlo ke kolapsu zkoušeného prvku, jsou uvedeny v *tab. 1*. Pro porovnání jsou vypsány odpovídající limitní normálové síly stanovené jednak výpočtem metodou konečných prvků (MKP) dle [3], jednak programem RCC.

Při výpočtu v programu RCC byly pro součinitel c (viz (1)) uvažovány dvě mezní hodnoty: $c = 10$ (sinusový průběh momentu) a $c = 8$ (konstantní průběh momentu). Vliv dotvarování nebyl vzhledem ke krátkodobému charakteru zkoušky uvažován ($K_\varphi = 1$).



Obr. 6. Porovnání výsledků stanovených programem RCC [8] s výsledky experimentu [3]



Obr. 7. Porovnání výsledků stanovených programem RCC [8] s výsledky stanovenými metodou konečných prvků [3]

Jak je zřejmé z *obr. 6*, výsledky stanovené programem RCC jsou ve velmi dobré shodě s výsledky experimentu. Pro masivní sloup ($\lambda = 10$) je účinek druhého řádu zanedbatelný. Chování prvku simulované programem RCC je v naprostém souladu s naměřenými údaji, a to bez ohledu na zvolenou hodnotu součinitele *c* (tento součinitel má vliv pouze na výpočet momentu druhého řádu).

Pro sloup štíhlosti $\lambda = 60$ je také dosaženo velmi dobré shody s experimentem. Všechny naměřené hodnoty leží v oblasti vymezené křivkami stanovenými pro zvolené hodnoty součinitele *c*. Z obrázku je patrné, že se vzrůstající hodnotou normálové síly se postupně zvětšuje účinek druhého řádu a průběh celkového momentu po délce prvku se mění z počáteční konstantní hodnoty (odpovídá $c = 8$) na průběh blížící se sinusovému tvaru (odpovídá $c = 10$).

Tab. 1. Porovnání naměřených a vypočtených hodnot

Vzorek	Štíhlost λ	N_{exp}	N_{mkp}	$N_{rcc,10}$	$N_{rcc,8}$	N_{exp}/N_{mkp}	$N_{exp}/N_{rcc,10}$	$N_{exp}/N_{rcc,8}$
		[kN]						
10L2-1	10	52,7*	95	100,4	100,2	0,555	0,525	0,526
10L2-2		83,1*				0,875	0,828	0,829
60L2-1	60	63,7	65,1	68,6	62,3	0,978	0,929	1,022
60L2-2		65,7				1,009	0,958	1,055
100L2-1	100	38,2	37	38,3	32,5	1,032	0,997	1,175
100L2-2		35				0,946	0,914	1,077

* Ke kolapsu došlo z důvodu nedokonalého upevnění čelních desek měřeného vzorku.

N_{exp} je limitní hodnota normálové síly stanovená experimentem [3].

N_{mkp} je limitní hodnota normálové síly stanovená MKP výpočtem [3].

$N_{rcc,10}$ je limitní hodnota normálové síly stanovená programem RCC [8] pro $c = 10$.

$N_{rcc,8}$ je limitní hodnota normálové síly stanovená programem RCC [8] pro $c = 8$.

Pro velmi štíhlý sloup ($\lambda = 100$) je dosaženo shody s naměřenými hodnotami, pokud je při výpočtu v programu RCC uvažována hodnota součinitele $c = 10$. Je zřejmé, že pro takto štíhlý sloup je vliv druhého řádu velmi významný. Při zatěžování se kromě počátečního konstantního momentu prvního řádu začne velmi rychle projevovat moment druhého řádu, což podstatně ovlivňuje průběh celkového momentu již při malých hodnotách normálové síly.

Výsledky výpočtu získané metodou konečných prvků [3] téměř přesně vystihují skutečné chování prvků při experimentech, viz *obr. 6* a *obr. 7*. Vzhledem k tomu, že byla použita velmi sofistikovaná metoda (z hlediska formulace i z hlediska výpočetní náročnosti mnohem komplikovanější než metoda publikovaná v tomto článku), není tato shoda překvapivá. Z *obrázku 7* je patrné, že porovnání výsledků získaných programem RCC s výsledky stanovenými výpočtem metodou konečných prvků [3] vychází obdobně jako při porovnání s výsledky experimentu (*obr. 6*). Jedním z hlavních závěrů tohoto článku je to, že použitím výše popsaného algoritmu lze dosáhnout stejně přesných výsledků jako při použití pokročilé metody konečných prvků.

Hodnoty uvedené v *tab. 1* potvrzují, že kromě případů, kdy při experimentu došlo k předčasnému kolapsu v důsledku nedokonalého upevnění čelních desek měřeného vzorku, je experimentálně stanovená hodnota limitní normálové síly vždy mezi příslušnými hodnotami určenými programem RCC. Lze tedy konstatovat, že navržený výpočetní algoritmus je schopen s dostatečnou přesností vystihnout skutečné chování železobetonových, excentricky zatížených tlačených prvků, a to jak masivních, tak i velmi štíhlých.

Závěr

V článku byla popsána výpočetní metoda pro posuzování štíhlých tlačených betonových prvků, pomocí které lze zohlednit účinky druhého řádu, jejichž vliv je významný zejména pro štíhlé prvky. Výpočetní algoritmus vycházející z uvedené metody autoři zapracovali do volně dostupného výpočetního programu RCC. Navržený výpočetní postup byl ověřen na konkrétních příkladech a jeho přesnost byla

vyhodnocena jako plně dostačující. Další výzkum bude zaměřen na rozšíření prezentovaného výpočetního algoritmu a příslušného výpočetního programu tak, aby bylo možné analyzovat chování štíhlých betonových prvků také při požáru.

Článek vznikl za podpory projektů SGS12/031/OHK1/ /1T/11 Studentské grantové soutěže ČVUT a TA02010837 Technologické agentury ČR .

Literatura

[1] ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. ČNI, 2004.
[2] Janda, L. – Křístek, V. – Kvasnička, M. – Procházka, J.: Štíhlé betonové tlačené pruty. Praha, SNTL 1983, 232 s.
[3] Kim, J. K. – Yang, J. K.: Buckling behaviour of slender high-strength concrete columns. Engineering Structures 1995, Vol. 17, pp. 39-51.
[4] MATLAB. Ver. 7.6.0.324 (R2008a). USA, The MathWorks 2008.
[5] Procházka, J. – Kohoutková, A. – Vašková, J.: Příklady navrhování betonových konstrukcí 1. Praha, ČVUT, 2007, 145 s. ISBN 978-80-01-03675-4
[6] Procházka, J. – Štěpánek, P. – Krátký, J. – Kohoutková, A. – Vašková, J.: Navrhování betonových konstrukcí 1. Prvky z prostého a železového betonu. 3. vyd. Praha, ČBS Servis, 2008, 316 s. ISBN 978-80-903807-5-2
[7] Sura, J.: Navrhování betonových sloupů na účinky požáru. [Diplomová práce], ČVUT v Praze, 2010.
[8] Sura, J. – Štefan, R. – Procházka, J.: RCC [software online]. CTU in Prague, 2012. http://concrete.fsv.cvut.cz/~stefan/software/ /rcc/rcc.cz.htm
[9] Sura, J. – Štefan, R. – Procházka, J.: Software pro posouzení štíhlých železobetonových sloupů. Beton TKS, (zasláno k publikování).

Měření vlhkosti cihlového zdiva mikrovlnným přístrojem

Ing. Martina MIŠKUFOVÁ
VUT v Brně – Fakulta stavební

Článek prezentuje možnosti využití mikrovlnného záření k měření vlhkosti nehomogenního cihlového zdiva, uvádí princip měření mikrovlnným přístrojem MOIST 210B, výhody a nevýhody v porovnání s gravimetrickou metodou.

Microwave moisture measurements on solid brick masonry

The article presents the potential of microwave moisture measurements on solid brick masonry, the principle of measurement with the MOIST 210B portable microwave instrument and its advantages and disadvantages in comparison with the gravimetrical method.

Úvod

Měření pomocí mikrovlnného záření patří k nedestruktivním dielektrickým metodám měření vlhkosti. Jeho použití ke stanovení vlhkosti stavebních materiálů se začalo prudce rozvíjet v průběhu posledních dvaceti let s potřebou práci zjednodušit a minimalizovat destruktivní zásahy do částečně památkově chráněných objektů. Jde o elektromagnetické záření s délkou vln 1-10^{-3} m a frekvencí 0,3-300 Ghz. Při měření mikrovlnným přístrojem 2,45 Ghz s délkou vln 12,5 cm nedochází k mechanickému zásahu do zdiva, měření je rychlé (výsledky vidíme na monitoru) a přesné.

Vlhkost ve stavebních materiálech

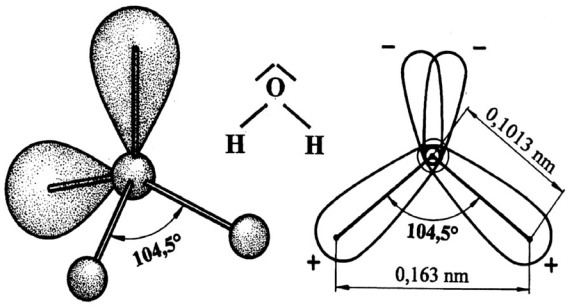
Vlhkost je nedílnou součástí téměř všech pórovitých stavebních látek a z nich vytvářených konstrukcí. Voda se ve stavebních materiálech nachází v podobě vody:

- **chemicky vázané**, která je součástí molekul stavebních materiálů, jejichž přítomnost nelze mikrovlnnými přístroji zaznamenat, protože reagují jen na volnou nevázanou vodu;
- **adsorbované**, což je relativně pevně uchycená voda na stěny pórů chemisorpčními a fyzikálněsorpčními silami (van der Waalsovými). Její množství závisí na povrchové ploše pórů ve stavebním materiálu. Nejdříve vznikne monomolekulová vrstva, která přilne k povrchu stěn pórů. Tato vrstva je málo pohyblivá. Při větším množství vody vznikne druhá polymolekulární vrstva. S každou další vrstvou se odebírá vazbová energie, zvyšuje se pohyblivost a měřitelnost vlhkosti mikrovlnami;
- **adhézní**, která přilne k povrchové ploše pórů stavební hmoty. Síla přilnavosti je o to silnější, čím více se molekuly na fázové hranici ovlivňují. Neexistuje přesná hranice mezi adsorbovanou a adhezní vodou;
- **kapilární**, obsažená v pórech a kapilárách volně, jen díky působení kapilárních sil;
- **povrchová**, která se nachází na povrchu stavebních hmot v důsledku kondenzace nebo povětrnostních vlivů.

Interakce mikrovln s vlhkým porézním materiálem

Elektromagnetické mikrovlnné záření EMVZ, které prochází stavební hmotou, se v menší míře pohlcuje vlastní pevnou fází dané látky (včetně krystalicky vázané vody) a ve větší míře volnou, tj. chemicky nevázanou vlhkostí, zejména kapalnou vodou v pórech. Pohlcená energie je v obou případech použita k překonání třecích sil, které brání v pohybu otáčejícím se nebo deformujícím se molekulám přítomným v látce. K pohybu jsou nuceny elektricky polární molekuly působením časově proměnné elektrické složky EMVZ. Čím více se elektricky polární molekuly mohou v proměnném poli EMVZ natáčet či deformovat a čím je prostředí hustší, tím je tření mezi otáčejícími se nebo deformujícími se molekulami a okolím větší. A tím více EMVZ je pak pohlceno a proměněno v teplo. Molekulární řetězce v krystalové mřížce porézní látky se nemohou takřka vůbec otáčet ani deformovat, a proto EMVZ takřka vůbec nepohlcují, i kdyby byly velmi polární. Molekulární řetězce na okrajích krystalických zrn (v mezikrystalické fázi) se již mohou deformovat více, třít o sousedy, a tím pohlcovat EMVZ (to je případ polykrystalických, tzn. keramických látek, jako je cihelný střep). Polární molekuly vodní páry přítomné v pórech látky se mohou natáčet v poli EMVZ ještě lépe stejně jako molekuly vody v kapalné fázi (*obr. 1*). Silně polární molekuly se v kapalné vodě nalézají ve velmi hustém prostředí, a proto kapalná voda pohlcuje mikrovlny nejintenzivněji.

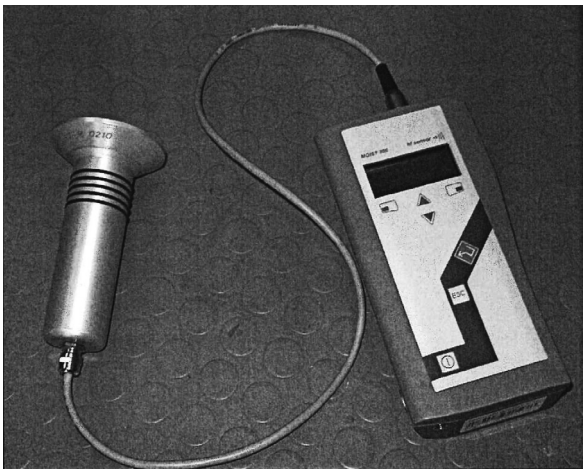
Obr. 1. Dipólová molekula vody



Mikrovlnný přístroj MOIST 210 B

Ruční přístroj k měření vlhkosti stavebních materiálů pomocí mikrovlnného záření (*obr. 2*) umožňuje měření na povrchu materiálu, ale i v hloubce max. 80 cm. Výhodou je nezávislost na stupni zasolení materiálu. Pomocí aplikátoru, který obsahuje vysílač i přijímač, se vysílá mikrovlnný impuls do zdiva. Mikrovlny jsou 20x až 30x více pohlcovány vodou než minerálními stavebními látkami. Odražené vlny se vracejí do aplikátoru, který je změří. Výstupem je vlhkostní index, tj. bezrozměrná veličina, kterou můžeme při-

rovnat k faktoru odrazivosti, jenž udává poměr počtu vln vyslaných a těch, které se vrátili k přijímači. Výrobce deklaruje vlhkostní index 0-4 000, pro cihlové zdivo 200-2 200. Naměřené hodnoty jsou zaznamenány v reálném čase a jsou okamžitě na displeji zobrazeny. Uložené údaje lze přenést do počítače a zpracovat ve speciálním softwaru Moist-Analyse, který umožňuje ve velmi krátkém čase dosáhnout výsledků zvyšujících přesnost a statistickou jistotu naměřených hodnot. Součástí přístroje jsou čtyři sondy, které se používají v závislosti na vlhkosti materiálu, měřeném objemu a tloušťce vzorku zdiva (*tab. 1*).

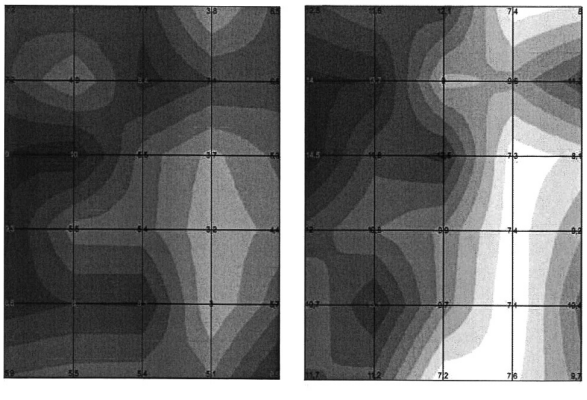


Obr. 2. Mikrovlnný přístroj MOIST 210 B

Tab. 1. Technická specifikace sond

	MOIST-P	MOIST-R1	MOIST-R2	MOIST-D	MOIST-S	MOIST-Endo
Hloubka pronikání (závisí na materiálu)	až do 30 cm	až do 4 cm	až do 7 cm	až do 11 cm	až do 80 cm	až do 4 cm
Měřený objem	10 - 15 litrů	20 cm3	150 cm3	max. 2 litry	50 litrů	-
Možnost kalibrace materiálu	ano	ano	ano	ano	na vyžádání	ano
Rozsah použití (v závislosti na materiálu)	0 % < F < 400 % (vlhkost suchého materiálu)	0 % < F < 400 % (vlhkost suchého materiálu) 0 % < F < 80 % (vlhkost mokrého materiálu)	0 % < F < 100 % (vlhkost suchého materiálu) 0 % < F < 50 % (vlhkost mokrého materiálu)	0 % < F < 100 % (vlhkost suchého materiálu) 0 % < F < 50 % (vlhkost mokrého materiálu)	0 % < F < 400 % (vlhkost suchého materiálu) 0 % < F < 80 % (vlhkost mokrého materiálu)	0 % < F < 10 % (i vyšší dle materiálu)
Absolutní přesnost	0,2 - 0,5 % v závislosti na materiálu	0,1 - 0,5 % v závislosti na materiálu	0,1 - 0,5 % v závislosti na materiálu	0,2 - 0,5 % v závislosti na materiálu	-	-
Teplotní rozsah	0 - 70 °C	0 - 70 °C	0 - 70 °C	0 - 70 °C	0 - 70 °C	0 - 70 °C
Rozměry	130 x 50 mm, 250 g	130 x 50 mm, 250 g	130 x 50 mm, 250 g	130 x 50 mm, 250 g	130 x 50 mm, 250 g	150 x 50 mm, 600 g délka sondy 450 mm

Velkou výhodou je měření nejen v konkrétních bodech, ale možnost vytvářet měrná pole, která lze v softwaru zpracovat (*obr. 3*), a potom je interpretovat pomocí barevné škály tzv. vlhkostních map. Přístrojem je možné změřit vlhkost v jediném bodě několikrát.



Obr. 3. Vlhkostní mapy

Chyby měření přístroje

- systematické (nedokonalost měřicího přístroje nebo postupu);
- náhodné (změna podmínek v závislosti na čase), které se minimalizují několikanásobným měřením v jediném bodě, a to:

– *nerovnosti povrchu*, jež mohou způsobit naklonění sondy tak, že mikrovlny dopadají na přijímač jen částečně a naměřená hodnota vlhkostního indexu se pohybuje od 300 do 700. Tyto hodnoty se vytřídí ručně a v tabulce se označí žlutě;
– *dutiny, praskliny, poruchy*, tj. vzduchové mezery mezi cihlami, dutiny pod omítkou, mezery pro vedení elektroinstalací, komínové průduchy. Zavěšená fasáda nebo vnější omítka se vzduchovou mezerou odráží mikrovlny zpátky a nenechá je proniknout do cihlového zdiva. U vyduté omítky se může hodnota vlhkostního indexu zvýšit o 1 000 jednotek;
– *změna tloušťky omítky, různé typy materiálů* – velké změny tloušťky mohou způsobit stejný efekt jako vzdálení sondy od zdi. Dokonce může dojít k úplné reflexi signálu;
– *kovové prvky ve zdi*, např. ocelové dráty, hřebíky, podložky, vodovodní a plynové přípojky, elektrické vodiče. Velikost odchylky měření závisí na velikosti kovových prvků a jejich tvaru. Velkorozměrové prvky způsobují celkovou reflexi mikrovln. Mikrovlnné záření nemůže procházet kovovými prvky a není možné je změřit;
– *trhliny* nacházející se ortogonálně na stěnu brání rovnoměrnému rozdělení a šíření mikrovlnného záření ve stavebním prvku. Kromě toho může docházet k vysušování v trhlinách a následně to může vést ke zkresleným výsledkům;
– *drsnost omítky, nerovnost povrchu* je přípustná do 1/10 vlnové délky mikrovln, tzn. v našem případě je to zrnitost max. 12 mm;
– *vlhkost na povrchu* v důsledku povětrnostních vlivů nebo zkondenzované vlhkosti. V porovnání s gravimetrickou metodou silně zkresluje výsledky. U mikrovlnného měření vlhkost, která se nachází blíže k sondě, vykáže vyšší hodnoty vlhkosti, než jaké jsou ve skutečnosti ve zdi;
– *obsah solí*, které by mohly zvýšením vodivosti ovlivnit měření, závisí na frekvenci měření (při frekvenci 2,45 Ghz je tento vliv zanedbatelný);
– *teplota* ovlivňuje měření nebo vlhkost v procentech (pro materiály, pro které byl přístroj předkalibrován, např. stará cihla, pórobeton, cementový potěr, vápenec). U teplot nižších než 4 ˚C se voda v pórech mění z kapalného skupenství na pevné, molekuly vody se pak nemohou pohybovat. Měření zmrzlé vody tímto přístrojem není možné;
– *nehomogenita zdi*, přičemž vliv na měření můžeme vyhodnotit až na základě statistického vyhodnocení jednotlivých měření;

- neznámé příčiny.

Na rozdíl od nedestruktivní metody měření vlhkosti pomocí mikrovln patří gravimetrická metoda k základním destruktivním metodám zjišťování vlhkosti ve stavebních hmotách. K porovnání účinnosti a přesnosti měření pomocí mikrovln byla použita právě tato metoda.

Gravimetrická metoda

Gravimetrická neboli vážková metoda spočívá v odebrání vzorku z posuzovaného místa, jeho zvážení, následného vysušení (za normou stanovených podmínek při teplotě 105 °C) až do konstantní hmotnosti a opětovného zvážení. Rozdíl hmotnosti vlhkého m_v a suchého vzorku m_s je roven hmotnosti vody, která byla ve vzorku obsažena, tj.

$$w = \frac{m_v - m_s}{m_s} \cdot 100\ \%.$$

Tato metoda slouží jako základní postup ke kalibraci různých nepřímých metod měření. Nevýhody:
– destruktivní metoda,
– bodové měření místo plošného,
– nemožnost opakovaných měření v jednom bodě,
– laboratorní chyby (při vážení, zapisování, přenosu),
– časové zpoždění informace (od odebraní vzorku do získání výsledku),
– závisí na způsobu odběru vzorku, aby se voda neztrácela v době mezi odběrem a vážením.

Závěr

Na Technické univerzitě ve Vídni se v průběhu osmnácti měsíců snažili vyhodnotit možnost použití mikrovlnného záření ke stanovení vlhkosti navlhlého zdiva, a to porovnáním s gravimetrickou metodou. Uskutečnili 450 měření na starém cihlovém zdivu, aby vytvořili vyhodnocovací křivky pro mikrovlnné měření a minimalizovali chyby měření, aby prokázali možnost použití mikrovlnného přístroje u nehomogenního cihlového zdiva.

Na základě těchto měření, jejich statistického vyhodnocení a porovnání s gravimetrickou metodou zjistili, že měření mikrovlnným přístrojem je vhodné pro homogenní minerální stavební materiály, jako je např. beton, ale ke kvantitativnímu měření nehomogenního cihlového zdiva v této formě vývoje přístroje a metody není vhodné.

Literatura

[1] Kolbitsch, W. – Pernitz, S.: Nedestruktivní měření vlhkosti na cihlovém zdivu s mikrovlnným přístrojem na měření vlhkosti. Sien, TU Wien, 2000.
[2] Škramlík, J.: Měření vlhkosti ve stavebních hmotách pomocí mikrovln I, II, III. Stavebnictví a interiér, 2006, č. 12.
[3] Kutílek, M.: Vlhkost pórovitých materiálů. Praha, SNTL 1984.
[4] Návod na obsluhu přístroje MOIST 210B, hf sensor GmbH.

Povodňové ohrožení z pohledu účinků podzemních vod

Ing. David DUCHAN
Ing. Tomáš JULÍNEK, Ph.D.
prof. Ing. Jaromír ŘÍHA, CSc.
Vysoké učení technické v Brně – Fakulta stavební

Článek se zabývá prouděním podzemní vody v prostoru prvků protipovodňové ochrany a v chráněném území. Předmětem je hodnocení možného nebezpečí vyplývajícího ze změn režimu proudění podzemní vody po vybudování linie ochrany před povodněmi. Pozornost je věnována datům potřebným pro hodnocení, stručně jsou zmíněny modelové postupy a způsob vyjádření a zobrazení jednotlivých kvantifikátorů nebezpečí. Stručně jsou rovněž komentovány nejistoty provázející řešení.

Flood hazard in relation to groundwater effects

The paper deals with changes in the groundwater flow regime in the vicinity of flood protection structures and in the protected area. The hazard connected with this phenomenon is related to the quantifiers obtained by numerical simulations processed using GIS techniques. The focus is on input data, modelling techniques and presentation of hazard quantifiers. Uncertainties related to the solution are listed in brief.

1. Úvod

Povodně jsou charakterizovány nárůstem průtoků, zvýšenými vodními stavy v tocích a často také rozsáhlými rozlivy. Zvýšené vodní stavy mohou výrazně ovlivnit i režim proudění podzemní vody v příbřežní zóně. V případě výstavby protipovodňových opatření (PPO) mohou jejich podzemní části ovlivnit přírodní režim podzemních vod v období mimo povodeň.

V období mimo povodeň proudí obvykle podzemní voda z výše položených území směrem k vodním tokům, které přilehlou zvodeň drénují. V důsledku zvýšení hladiny v toku při povodni dochází k opačnému směru proudění podzemní vody, kdy povrchová voda infiltruje do zvodně a v závislosti na době trvání povodně ovlivňuje území v příbřežní zóně zvýšenými stavy hladiny podzemní vody. Zásah do režimu podzemních vod může znamenat ohrožení jak vlastních ochranných prvků, tak podzemních částí objektů v chráněném území. Hrozbu představují zvýšené stavy podzemní vody (vyjádřené piezometrickou výškou), tlak vody na podzemní části stavebních konstrukcí a také zvýšené hydraulické gradienty, popř. rychlosti proudění v podloží prvků PPO. Nepříznivé jsou rovněž průsaky do chráněného území v průběhu povodně, které zvětšují množství tzv. vnitřních vod, které je obvykle nutné přečerpávat zpět do toku.

Většina linií PPO bývá v našich podmínkách umístěna podél vodních toků v údolních nivách s typickou skladbou podloží. To je obvykle tvořeno velmi málo propustným podložím (často neogénního stáří) překrytým propustnými fluviálními sedimenty (písky, štěrkopísky) proměnné mocnosti. Při povrchu území mnohdy bývají typicky uloženy velmi málo propustné povodňové hlíny tvořící stropní izolátor. Ty bývají v urbanizovaném území vystřídány, popř. doplněny, až několik metrů mocnými antropogenními vrstvami – navážkami.

Soudobé metody matematického modelování a existující programové prostředky umožňují variantní hodnocení vlivu proudění podzemní vody pro různé způsoby založení prvků PPO a také pro různé povodňové scénáře. To umožňuje hodnocení (kvantifikaci) nebezpečí a jeho zobrazení výkonnými prostředky počítačové grafiky (systémy CAD, GIS).

Tento článek se zabývá postupy používanými k vyjádření ohrožení území chráněného PPO v důsledku změn režimu proudění podzemní vody. Následující kapitoly jsou členěny v souladu s běžným postupem řešení:

– vstupní údaje, jejich popis a rozbor,
– způsoby modelového hydraulického řešení,
– způsoby a možnosti interpretace jednotlivých kvantifikátorů nebezpečí.

V článku jsou shrnuty zhruba desetileté zkušenosti z výzkumu a praktických aplikací uvedené problematiky formou studií průsakových poměrů na řadě míst s navrhovanou, nebo dnes již vybudovanou protipovodňovou ochranou na území České republiky i v zahraničí. Jde o PPO v Praze, Brně, Olomouci, Hradci Králové, Mnichově Hradišti, Veselí nad Lužnicí, Troubkách, rakouském území Machland Nord a v dalších lokalitách.

2. Podklady

Prvním krokem při hodnocení možného nebezpečí ze strany podzemních vod v prostoru protipovodňové ochrany a ohrožení jednotlivých souvisejících objektů (prvky PPO a objekty v příbřežní zóně) je zajištění a zpracování dostupných podkladů. Mezi tyto podklady řadíme:

– geografické a geodetické podklady, údaje o objektech v zájmovém území,
– geologické a hydrogeologické podklady,
– hydrologické a hydraulické podklady,
– podklady o stávající a navrhované PPO.

Většina podkladů je obvykle dostupná prostřednictvím zadavatele prací a často bývá součástí projektové dokumentace protipovodňových opatření v hodnoceném území. Dalšími poskytovateli jsou příslušné organizace (v případě hydrologických dat např. Český hydrometeorologický ústav), úřady (místní samospráva v případě údajů o zástavbě, ČÚZK apod.), popř. služby (v případně archívních průzkumných děl např. GEOFOND).

Potřebná data mají většinou prostorový charakter a lze je vázat k prostorovým souřadnicím. K jejich analýze, přípravě a zobrazení lze s výhodou použít prostředky CAD, popř. geografické informační systémy (GIS), které lze následně

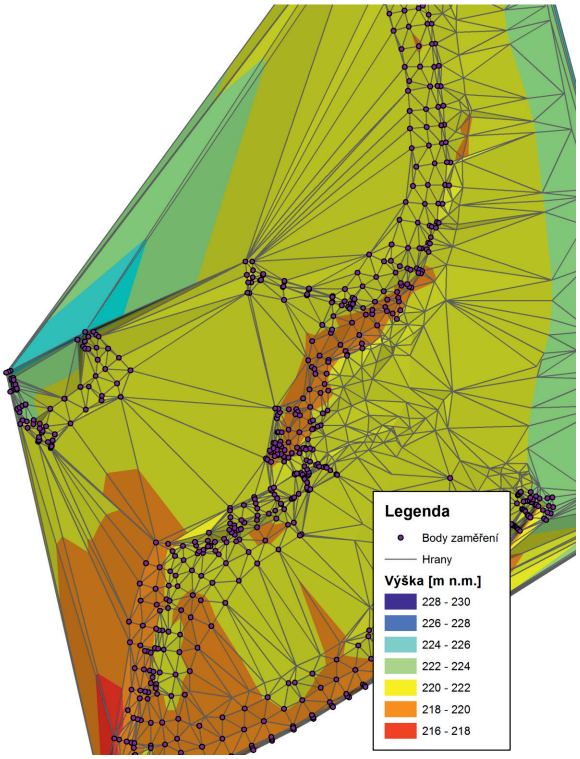
využít i pro zobrazení a analýzu výsledků řešení ve formě mapových výstupů. Poskytnutá data je vždy třeba opatřit informací o době jejich pořízení, resp. platnosti (doba průzkumů či zaměření území, platnost hydrologických podkladů apod.).

2.1 Geografické a geodetické podklady

Tyto podklady poskytují základní představu a informace o členitosti území, vodních útvarech, využití území a taktéž o ohrožených oblastech. Jde o základní a účelová mapová díla (tematické mapy, ZABAGED, ortofotomapy), digitální model terénu (DMT), pozemní geodetické zaměření souvisejícího území, koryt toků a významných objektů. Součástí jsou informace o využití území, objektech a zástavbě ve sledovaném území. Cenné informace je možné rovněž získat v rámci místního šetření.

Nejistoty v těchto datech jsou dány zejména plošným rozsahem a přesností jednotlivých geodetických podkladů. U digitálního modelu terénu to je podrobnost gridu bodového pole, interval vrstevnic, lomové hrany atd. (*obr. 1*). U pozemního zaměření bývá problémem jeho omezený rozsah se zaměřením pouze na linii PPO.

V případě budov v zájmovém území bývá problémem neznalost založení a konstrukčního uspořádání jejich podzemních částí a také existence historických (pohřbených) konstrukcí.



Obr. 1. Digitální model terénu reprezentovaný trojůhleníkovou sítí spolu s vyznačenými body podrobného zaměření (Mnichovo Hradiště)

2.2 Geologické a hydrogeologické podklady

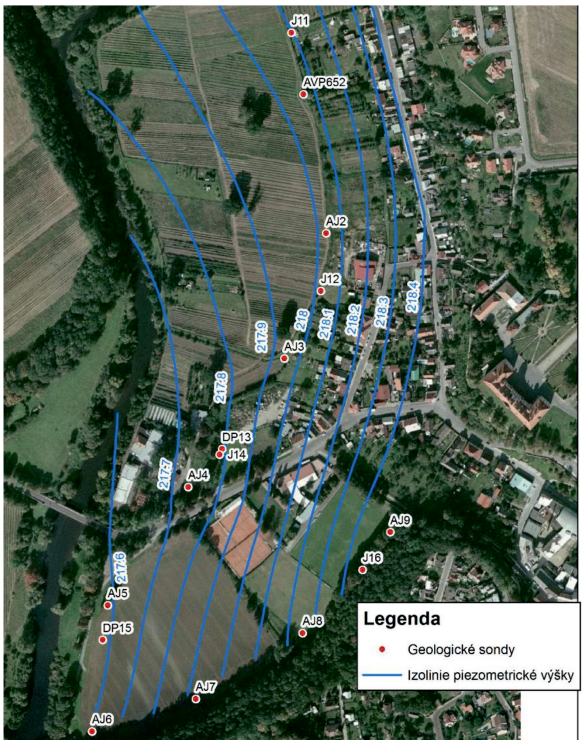
Tato data obsahují popis geologické stavby širšího zájmového území a také detailu v prostoru linie PPO a příbřežní zóny. Obvykle se popis soustřeďuje na propustnou zvodeň, která bývá v údolní nivě toku typicky vymezena relativně nepropustnou bází a svrchními jemnozrnnými uloženinami s velmi malou propustností charakterizovanými jako stropní izolátor.

Tyto podklady obsahují:

- povšechný popis skladby geologických vrstev v zájmové lokalitě a širším okolí; jeho součástí jsou geologické mapy, mapy pokryvných útvarů apod.,
- výsledky archivních sondovacích prací,
- výsledky doplňkového průzkumu obsahujícího petrografický popis vrtů, geologické profily, výsledky geotechnických zkoušek apod.,
- údaje o výskytu podzemních vod, charakteru proudění, chemizmu, data z pravidelného a účelového monitoringu apod.,
- výsledky dalších zkoušek, jako jsou čerpací či vsakovací pokusy apod.

Uvedené podklady je třeba vhodnou formou interpretovat do dokumentace území a také projektové dokumentace PPO. Jde například o vykreslení sond, popř. geologických profilů, do příčných a podélných řezů toku a linie PPO a také do příčných řezů konstrukcemi protipovodňových prvků. To umožní následné posouzení vzájemné komunikace povrchových toků a zvodně ve vazbě na založení podzemních částí PPO. Prostorovou interpretaci jednotlivých geologických vrstev, polohy hladiny podzemní vody a dalších souvislostí je účelné provést prostředky GIS (*obr. 2*).

Nejistoty zahrnuté ve vstupních datech o geologii jsou důsledkem uvedené interpretace geologických a hydrogeologických charakteristik prováděné obvykle interpolací, popř. extrapolací údajů získaných v průzkumných vrtech či sondách. Je zřejmé, že nejistoty výrazně ovlivňuje rozsah a podrobnost průzkumu a metody vyhodnocení geologických, geotechnických a hydrogeologických charakteristik zvodně.



Obr. 2. Umístění sond inženýrsko-geologického průzkumu spolu s intepretovanými izoliniemi piezometrických výšek (Mnichovo Hradiště)

2.3 Hydrologické a hydraulické podklady

Údaje o povodňových vlnách a vodních stavech ve vodních tocích a také údaje z měření v hydrologických pozorovacích vrtech slouží k vymezení hranic náhradní oblasti ře-

šení a k odvození okrajových podmínek pro modelové hydraulické výpočty proudění podzemní vody v zájmové oblasti (oddíl 3). Podklady zahrnují:

– základní hydrologická data obsahující základní údaje o povodí a vodních tocích, hodnoty *N*-letých a *m*-denních průtoků,
– údaje o povodňových vlnách představujících průběhy skutečných extrémních povodní v lokalitě, popř. nejbližší vodoměrné stanici, dále pak hydrogramy teoretických povodňových vln v zájmové oblasti,
– výsledky měření stavu hladiny v hydrogeologických a hydrologických pozorovacích vrtech (pokud jsou k dispozici),
– výsledky hydraulických výpočtů, zejména měrné křivky koryta a objektů v předmětném úseku.

Slouží především pro interpretaci okrajových a počátečních podmínek výpočtového modelu proudění podzemní vody.

Nejistoty hydrologických podkladů souvisí s přesností hydrologických měření a pozorování, s dobou pozorování a s přesností metod vyhodnocení naměřených dat. Zásadní otázkou je volba návrhové povodňové vlny, jejíž tvar, doba opakování kulminačního průtoku a další charakteristiky jsou mnohdy výsledkem dohody a „konsensu“ účastníků výstavby PPO. V poslední době bývá návrhová povodňová vlna a adekvátní míra protipovodňové ochrany stanovena metodami rizikové analýzy. V případě sledování stavů hladiny podzemní vody je problémem poměrně velký interval mezi jednotlivými měřeními (obvykle týden) a mnohdy chybějící měření při povodních v případě zaplavení pozorovacích hydrogeologických objektů.

Spolehlivost výsledků hydraulických výpočtů je dána použitou metodou řešení a přiléhavostí hydraulických výpočtů. Hydraulický říční model by měl být pokud možno kalibrován, popř. podroben citlivostní analýze.

2.4 Návrh protipovodňových opatření

Nezbytným podkladem pro hodnocení změn režimu podzemní vody je návrh protipovodňové ochrany. Pro další úvahy je důležité jak dispoziční řešení ochrany jako celku, tak jejích částí. Pro posouzení otázek spojených s prouděním podzemní vody je nejdůležitější návrh založení PPO a hloubka a způsob těsnění podloží (příklad na *obr. 3*). Pro studii průsakových poměrů je obvykle podkladem dokumentace k územnímu nebo stavebnímu rozhodnutí. Zde je vhodné, aby koncept řešení poskytnutý projektantem umožňoval případné modifikace konstrukčního uspořádání, kterými jsou např. úprava hloubky těsnění podloží, umístění drénu na povodní straně PPO. Zkušenosti ukazují, že je účelné zpracovávat studie průsakových poměrů na úrovni dokumentace pro územní řízení, popř. v raném stadiu rozpracování projektu pro získání stavebního povolení.

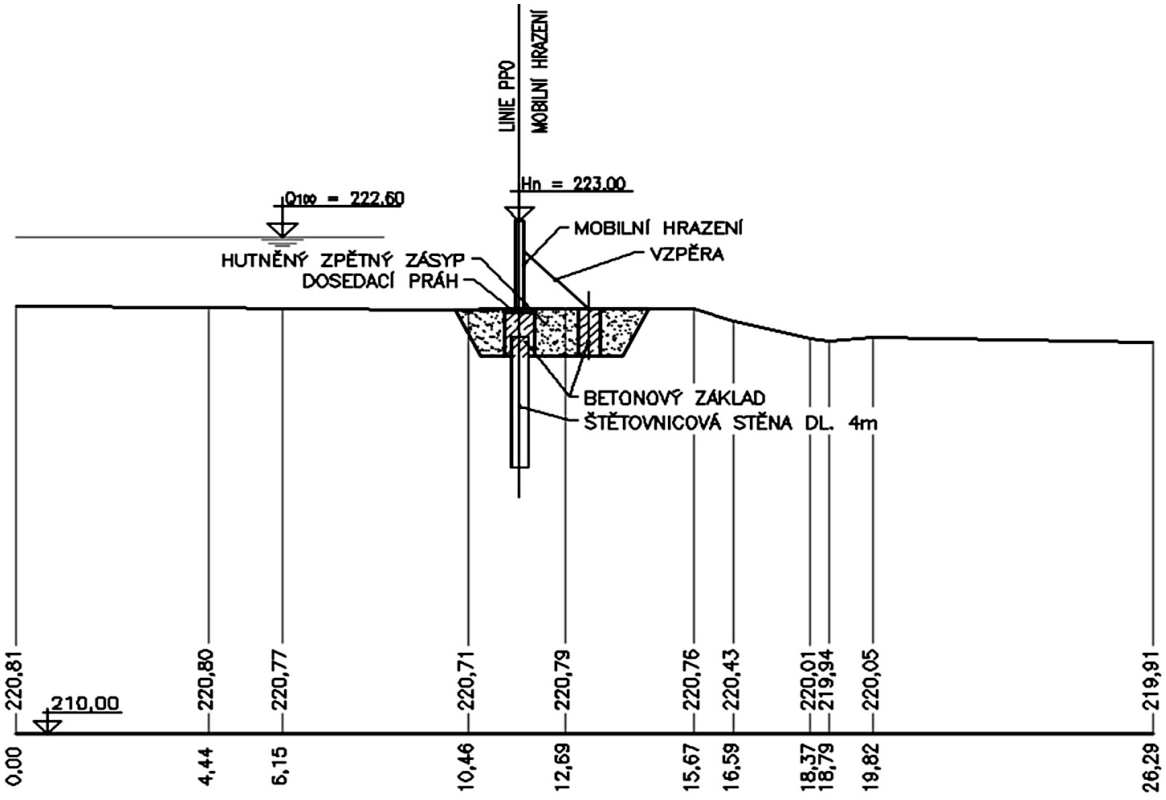
Projektová dokumentace PPO obvykle obsahuje:

– průzkumné a geodetické práce omezené na linii PPO,
– technický popis opatření,
– výkresovou dokumentaci v rozsahu situace, podélné řezy PPO s vyznačením hloubek založení, geologické skladby a úrovně hladiny podzemní vody, příčné řezy PPO.

Projektová dokumentace mimo jiné zajišťuje návaznost na stávající infrastrukturu, která rovněž ovlivňuje technické řešení PPO. Osvědčenou praxí je přímá průběžná komunikace s projektantem, kdy jsou dílčí výsledky studia průsakových poměrů zapracovávány do projektové dokumentace, a naopak, změny v projektové dokumentaci vyhodnoceny modelovými výpočty.

3. Modelové postupy

Cílem modelových hydraulických výpočtů je kvantifikovat stavové veličiny potřebné k hodnocení režimu proudění



Obr. 3. Příklad návrhu konstrukčního řešení PPO (Mnichovo Hradiště)

podzemní vody, a to:
– piezometrickou výšku $h(x, y, z, t)$,
– tlak $p(x, y, z, t)$,
– hydraulický gradient grad $h(x, y, z, t)$,
– specifický průsak (někdy též filtrační rychlost) $q(x, y, z, t)$.

V uvedených výrazech jsou x, y, z prostorové souřadnice, t je čas. Obecně jsou všechny studované veličiny funkcí polohy a času.

Podle povahy řešeného problému vymezeného prostorovou dispozicí, morfologií, geologickými a hydrogeologickými podmínkami lokality a také dispozicí a konstrukčním řešením PPO je třeba vymezit koncepci řešení. Tyto úvahy zahrnují:

– koncepční model, tj. formulaci zjednodušujících předpokladů,
– vymezení rozsahu náhradní oblasti (modelovaného území) a charakteristických podoblastí,
– volbu dimenze úlohy,
– volbu časového faktoru úlohy (ustálené nebo neustálené proudění),
– stanovení okrajových, popř. počátečních podmínek.

Uvedené faktory ovlivňují volbu matematického modelu a také postup řešení. Vlastní modelové řešení sestává z následujících typických kroků:

– sestavení modelu,
– kalibrace,
– citlivostní analýzy,
– simulace zvolených variant.

Protože způsob modelování proudění podzemní vody byl včetně matematického popisu problému a numerických metod monograficky zpracován v řadě publikací, např. [1], omezujeme se dále pouze na obecné poznámky týkající se řešení úloh souvisejících s protipovodňovou ochranou sídel.

Hydrodynamické výpočty a volba modelu vychází především z povahy problému. Současně je třeba přihlédnout k rozsahu, podrobnosti a spolehlivosti disponibilních dat.

V návaznosti na cíle řešení se provede volba vhodného typu modelu a časového měřítka. Podle prostorové schematizace lze rozlišit:

– nejjednodušší jednorozměrný (1D) model proudění podzemní vody,
– dvojrozměrné modely (2D), které lze rozdělit dle převažujícího směru proudění podzemní vody na modely proudění v horizontální a vertikální rovině,
– model prostorového proudění (3D).

Uvedené modely lze koncipovat jako ustálené (stacionární), nebo dynamické.

3.1 Jednorozměrný model

Jednorozměrný model je možné použít pro předběžné propočty při malém hydraulickém sklonu (Dupuitův teorém) a při přibližně paralelním proudění. Lze jej použít např. pro vystižení propagace povodňové vlny do zvodně nebo v případě, že je třeba orientačně odhadnout či „kalibrovat“ okrajové podmínky pro složitější modely. Pro jeho jednoduchost a relativně rychlý výpočet se často používá při citlivostní analýze.

3.2 Dvojrozměrný model proudění v horizontální rovině

Využívá se v případě plošně rozsáhlých zvodní pro vytvoření celkového obrazu o režimu proudění v širší zvodni. Jde jak o stavy mimo povodeň, tak při povodni, kdy je třeba vystihnout časoprostorovou propagaci povodňové vlny do zvodně a vystihnout průběh hladin v členitějším chráněném území. Výsledky modelu lze dále využít jako okrajové podmínky pro podrobnější 2D model vertikálního proudění a nebo pro 3D model. Výsledkem výpočtů jsou polohy piezometrických výšek, resp. volné hladiny jako funkce horizontálních souřadnic (x, y) a času.

3.3 Dvojrozměrný model proudění ve vertikální rovině

Využívá se v případech, kdy lze zanedbat složky proudění ve směru podélné osy PPO. Umožní výpočet pole piezometrických výšek a hydraulických gradientů v detailu okolí stavebních konstrukcí a objektů. Výsledkem modelů jsou pole piezometrických výšek a hydraulických gradientů ve vertikální rovině. Model může být použit v modifikacích tlakového režimu proudění (napjatý režim), volného, popř. smíšeného proudění. V řadě případů, zejména v případě tlakového režimu proudění, postačí model ustáleného proudění. Výsledkem je rozdělení tlaků na základové konstrukce PPO (*obr. 4*) jako podklad pro stabilitní posouzení jednotlivých prvků.

3.4 Trojrozměrný model proudění

Prostorový model se využívá především k řešení složitějších detailů. Příkladem může být proudění kolem tvarově složitějších podzemních objektů, jakými jsou tunely či základové pilíře mostů [6], kdy je třeba kvantifikovat piezometrické výšky, tlaky a hydraulické gradienty v jejich okolí.

3.5 Nejistoty modelových výpočtů

V případě hydraulického řešení proudění podzemní vody se nejistoty vážou především k vystižení skutečných poměrů navrženým modelem, tj. k přiléhavosti tvaru náhradní oblasti a okrajových podmínek a vstupních parametrů modelu (hydraulická vodivost, mocnost zvodně, zásobnost zvodně apod.). Nejistoty lze omezit důslednou a pečlivou kalibrací a verifikací modelu využívající naměřených stavů hladiny podzemní vody. Pro získání představy o vlivu jednotlivých vstupních parametrů na výsledky řešení je účelné provést citlivostní analýzu s variantní volbou výpočtových parametrů modelu. Lepší informaci o vlivu nejistot poskytne využití intervalové algebry nebo postupy statistického modelování. Podrobněji problematiku řeší například práce [7], [8], [9].

4. Nebezpečí vyvolané podzemní vodou

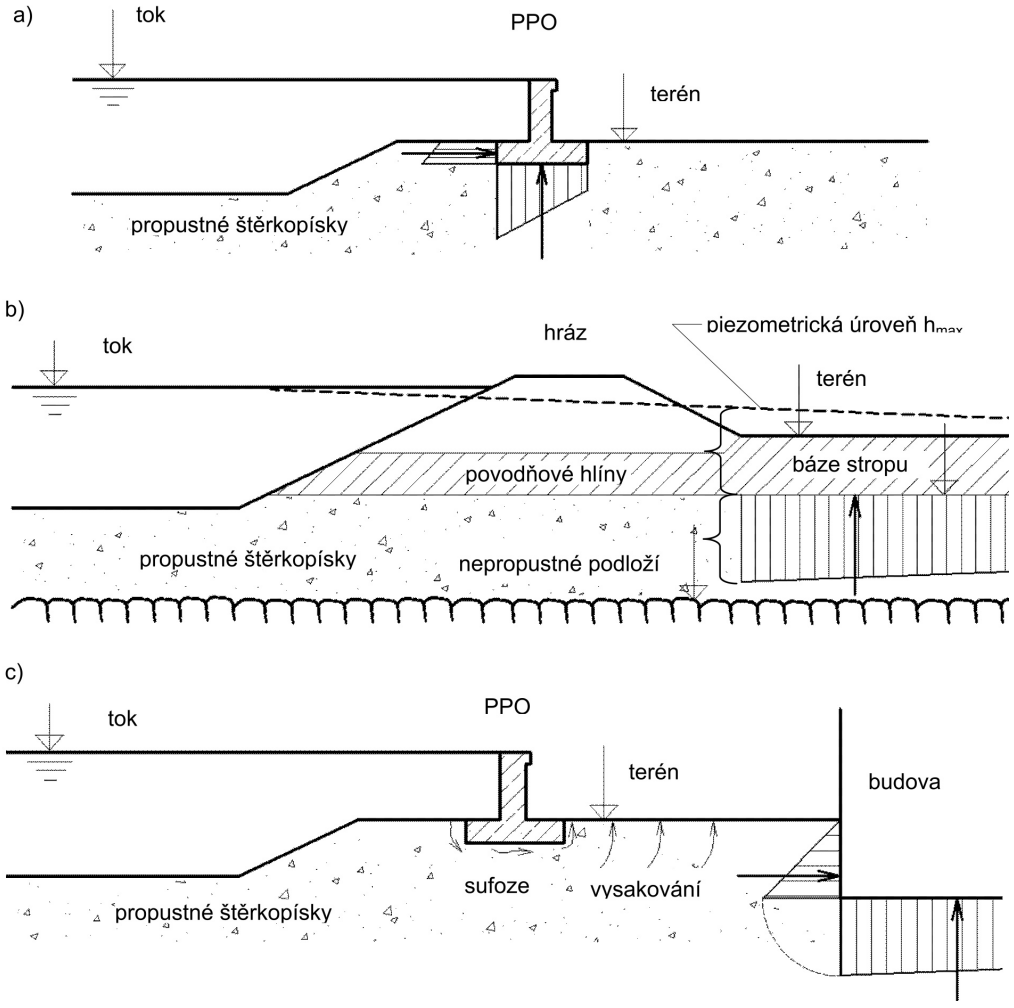
Nebezpečí je definováno jako stav s potenciálem způsobit nežádoucí účinky. Ty jsou v našem případě vyvolány působením podzemní vody na prvky PPO nebo na objekty v chráněném území. Nepříznivým jevem je také vysakování vody v území za PPO (*obr. 4*). Nebezpečí lze vyjádřit, popř. kvantifikovat různým způsobem, příkladem je:

– zatížení konstrukcí tlakem vody, kvantifikátorem je tlak vody $p(x, y, z, t)$,
– poloha hladiny podzemní vody způsobující např. podmáčení budov, kvantifikátorem je piezometrická výška $h(x, y, z, t)$,
– rozsah území postiženého vysakováním vody na terén, kvantifikátorem je vymezená plocha, na níž vypočtená piezometrická úroveň (hladina podzemní vody) dosáhne na terén,
– objemové zatížení zemin náchylných k vnitřní erozi, kvantifikátorem je hydraulický gradient grad $h(x, y, z, t)$,
– specifický průsak $q(x, y, z, t)$ vyjadřuje rovněž nebezpečí vůči vyplavování částic zeminy (vnitřní erozi).

Kvantifikace jednotlivých charakteristik nebezpečí se provádí hydraulickým modelovým výpočtem (oddíl 3). Výčet možných nebezpečí vyvolaných změnami režimu podzemní vody jsou souhrnně uvedeny v *tab. 1*.

Tab. 1. Výčet možných nebezpečí vyvolaných změnou režimu podzemních vod

Období	Nebezpečí	Možné ohrožení	Vhodný model	Způsob zobrazení
při povodni	zvýšený tlak vody na podzemní části prvků PPO	ztráta stability prvků PPO	2D vertikální, 3D	mapa piezometrických výšek a gradientů ve vertikálních řezech
při povodni	zvýšený tlak vody na vrstvy stropního izolátoru za PPO	prolomení vrstev stropního izolátoru	1D, 2D vertikální, 2D horizontální	mapa rozdílů maximálních piezometrických výšek a terénu, izolinie tlaků ve vertikálních řezech
při povodni	nárůst piezometrické úrovně (hladiny) podzemní vody v chráněném území	vysakování na terén a do podzemních částí objektů, ztráta stability objektů	2D vertikální, 2D horizontální, 3D	mapa rozsahu vysakování, mapa rozdílů max. piezometrických výšek a terénu, mapa piezometrických výšek ve vertikálních řezech
mimo povodeň	zvýšení hladiny podzemní vody (piezometrické úrovně v chráněném úzení)	vysakování vody na terén, podmáčení podzemních částí objektů v chráněném území	2D horizontální, 3D	mapa rozdílů max. piezometrických výšek a terénu, mapa rozdílů piezometrických výšek před vybudováním PPO a po něm
při povodni	zvýšené hydraulické gradienty pod prvky PPO	filtrační nestabilita zemin v podloží PPO	2D vertikální, 3D	mapa piezometrických výšek a hydraulických gradientů ve vertikálních řezech
mimo povodeň	významné snížení hladiny podzemní vody v chráněném území v důsledku PPO	omezení zdrojů jímané vody, sedání staveb	2D horizontální	mapa ovlivnění piezometrických výšek PPO za běžných stavů



Obr. 4. Typy nebezpečí ve formě zatížení objektů a konstrukcí
a – vliv na stabilitu prvků PPO, *b* – porušení krycích málo propustných vrstev,
c – vysakování na terén, podmáčení, popř. porušení stability objektů v chráněném území.

Výsledná pole uvedených veličin je účelné pro další práci i pro prezentaci výstupů vhodným způsobem zobrazit. Obecně se nabízí vyjádření prostřednictvím izolinií hodnot uvedených veličin (piezometrické výšky, tlaky, gradienty), popř. pomocí vektorů (specifické průsaky, hydraulické gradienty). Volba způsobu zobrazení vychází z charakteru zobrazované veličiny a z typu použité modelové úlohy.

Charakteristiky nebezpečí související se změnou režimu podzemní vody v širší zájmové oblasti je vhodné vyjádřit prostřednictvím přehledných map. Ty vycházejí obvykle z výsledků hydraulických výpočtů pomocí dvojrozměrného modelu proudění v horizontální rovině, kdy jsou výsledné veličiny funkcí souřadnic (x, y). Jde o mapy, které vyjadřují:

– polohu hladiny podzemní vody, popř. piezometrickou úroveň $h(x, y, t)$,
– ovlivnění piezometrických výšek za běžných stavů před vybudováním PPO a po něm,
– rozdíly maximálních piezometrických výšek dosažených při povodni a úrovně terénu,
– rozsah území postiženého vysakováním vody na terén.

V detailu prvků PPO se sledují piezometrické výšky, tlaky vody, hydraulické gradienty a specifické průsaky, které jsou výsledky modelování ve 2D – vertikální úloha, popř. 3D. Ty se vyjadřují v příčných, popř. podélných řezech jednotlivých konstrukcí prostředky CAD, a to formou izolinií, popř. pole vektorů.

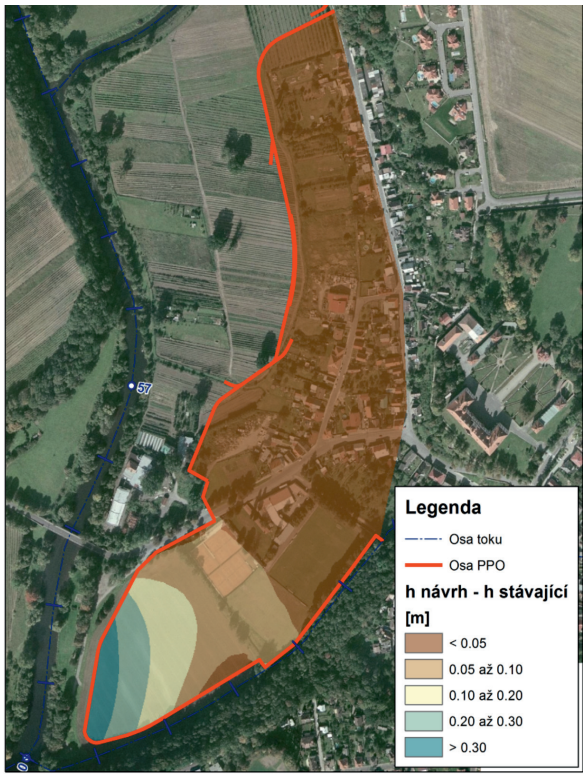
Zobrazení výsledků modelových řešení slouží k identifikaci ohrožených oblastí a potenciálně nebezpečných zón v chráněném území a v prostoru prvků PPO.

4.1 Mapa ovlivnění piezometrických výšek za běžných stavů

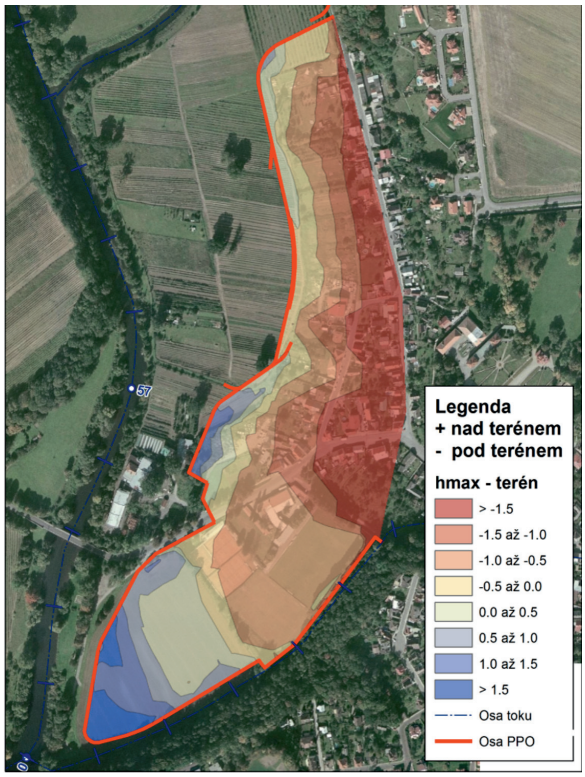
V období mimo povodeň může být ohrožení spjato se změnou režimu proudění podzemních vod v důsledku vybudování podzemních částí PPO. Ty často zasahují z důvodů prodloužení průsakové dráhy, omezení průsakového množství a také ze statických důvodů do vlastní zvodně, kde mohou částečně nebo dokonce úplně přehradit přírodní proud podzemní vody. Tím může dojít ke zvýšení hladiny podzemní vody (vzdutí) na straně PPO ze strany chráněného území, což představuje hrozbu podmáčení terénu a podzemních částí existujících konstrukcí. V případě uzavřené „kruhové“ ochrany pak může naopak dojít k omezení přítoku podzemní vody do území a k poklesu přírodní hladiny podzemní vody. To může vyvolat ovlivnění existujících zdrojů podzemní vody, např. domovních studní. Významnější zaklesnutí hladiny podzemní vody může vyvolat sedání dotčených staveb. Míru ovlivnění je možné graficky znázornit jako rozdíl mezi vypočtenými úrovněmi hladiny podzemní vody při stávajícím stavu a po vybudování PPO. Simulují se obvykle vodnější období mimo povodňové epizody (např. průměrné vodní stavy). Výsledkem je mapa rozdílů piezometrických výšek vypočtených pro uvedené scénáře, kterými jsou obvykle stávající stav a stav po vybudování PPO (*obr. 5*). V případě variantního návrhu uspořádání PPO lze tímto způsobem vhodně demonstrovat účinek jednotlivých opatření. Mezi tato opatření lze zařadit návrh proměnné úrovně založení podzemních stěn a v případě kruhové ochrany návrh technických opatření umožňujících regulovanou komunikaci mezi tokem a zvodní.

4.2 Mapa maximálních piezometrických výšek a jejich vztahu k terénu

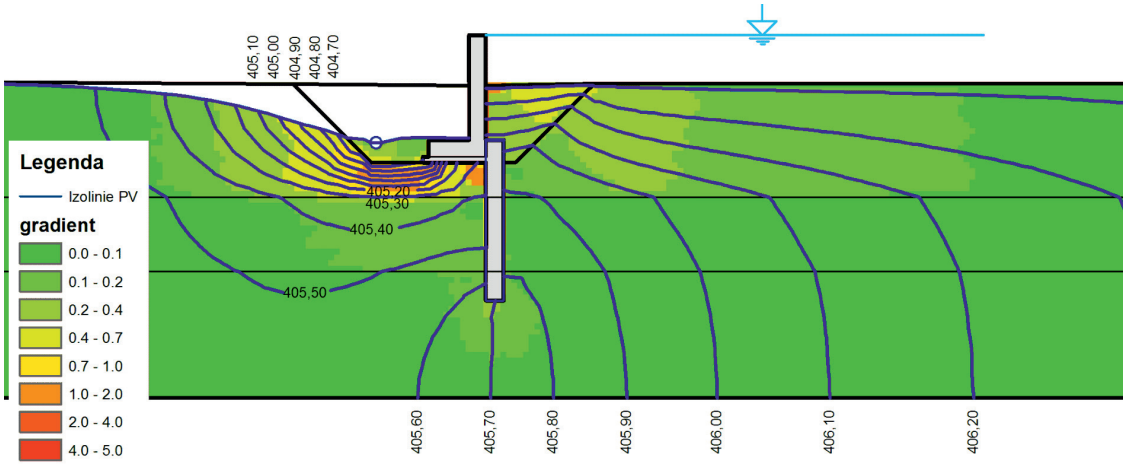
Maximální piezometrické úrovně se stanoví z výsledků dynamické simulace dvojrozměrným modelem proudění v horizontální rovině. Tématická mapa rozdílů poskytuje informace o vypočtených maximálních dosažených piezometrických úrovních podzemní vody v průběhu modelované povodňové vlny ve vztahu k vybraným výškovým úrovním. Těmi mohou být např. kóta terénu nebo úroveň založení objektů v chráněném území za PPO (*obr. 6*). Mapa mimo jiné poskytuje informaci o zónách ohrožených vysakováním



Obr. 5. Mapa rozdílů piezometrických výšek před a po vybudování PPO (Mnichovo Hradiště)



Obr. 6. Mapa rozdílů maximálních piezometrických výšek a úrovně terénu (Mnichovo Hradiště)



Obr. 7. Piezometrické výšky a hydraulické gradienty v příčném řezu PPO

podzemní vody na terén nebo do podzemních částí objektů v chráněném území. Generování těchto mapových vrstev se s výhodou provádí prostředky GIS. Běžné je automatizované sestavování map pro jednotlivé povodňové scénáře a pro modifikace uspořádání linie PPO a způsoby založení protipovodňových prvků (zdí, ochranných hrází).

4.3 Zobrazení piezometrických výšek a gradientů v detailu PPO

Poměry v detailu jednotlivých charakteristických konstrukčních typů PPO je nejvhodnější zobrazit ve vybraných vertikálních řezech (*obr. 7*). Základním údajem je pole piezometrických výšek zobrazených izoliniemi. Doplňujícím údajem může být barevná škála vyjadřující velikost hydraulických gradientů. Takto uspořádaný výstup umožní lokalizovat „nebezpečné" zóny s vysokými hydraulickými gradienty, kde je třeba se zaměřit především na splnění geometrických, popř. hydraulických kritérií vzniku filtrační nestability zemin [2], [3], [4], [5], např. prostřednictvím filtrů, vhodně zrněných obsypů, popř. s využitím geotextilie. Výsledky simulací umožní hodnocení bezpečnosti jednotlivých konstrukcí, případně jejich modifikací.

5. Závěr

Vybudování ochrany před povodněmi, zejména její podzemní části, může často představovat významný zásah do přírodních poměrů ve smyslu změny režimu proudění podzemní vody v období mimo povodeň. Při povodni jsou nástupem hladiny podzemní vody směrem od vodních toků namáhány jak prvky PPO, tak podzemní části objektů v chráněném území, které na takové zatížení nebyly dimenzovány.

Takto vzniklé nebezpečí je možné kvantifikovat standardně používanými modelovými postupy. Souhrnné hodnocení projevů povodňového nebezpečí a následného ohrožení prvků PPO a objektů v chráněném území vychází z výsledků modelování při znalosti konstrukčního uspořádání PPO a údajů o ohroženém území (založení budov, úrovně terénu apod.). Kromě povodňových situací je třeba se rovněž zaměřit na ohrožení související s omezením přírodního proudu podzemní vody v období mimo povodeň, kdy případný nástup či pokles hladiny podzemní vody může způsobit komplikace z pohledu stability prvků PPO, podzemních částí budov, omezení vodních zdrojů, podmáčení území či budov apod. Dosavadní zkušenosti ukazují, že jde o komplex problémů, které lze rozdělit do tří skupin:

– vliv průsakového režimu a působení podzemní vody při povodni na prvky PPO;
– negativní dopady průsakového režimu a působení podzemní vody při povodni na chráněné území;
– vliv prvků PPO (zejména jejich podzemních částí) na průsakový režim v období mimo povodně.

Článek se v obecné rovině zaměřuje na možnosti analýzy, vyjádření a grafického zobrazení projevů jednotlivých nebezpečí pomocí soudobých prostředků GIS a CAD. V textu popsané výstupy umožňují následné vymezení problematických zón, vyhodnocení variant dispozičního a konstrukčního řešení prvků PPO a návrh opatření minimalizujících nepříznivé účinky podzemní vody. Navazujícím krokem je hodnocení spolehlivosti a rizik vyvolaných změnou režimu podzemní vody. Tato hodnocení jsou již mimo rámec tohoto článku a budou publikována samostatně.

Závěrem lze konstatovat, že jednotlivé problémové okruhy uvedené v textu jsou prakticky zvládnuty dosavadními výpočetními a zobrazovacími postupy a také ověřeny na konkrétních lokalitách na území ČR.

Článek vznikl za podpory projektu specifické výzkumu VUT v Brně č. FAST-S-11-62.

Literatura

[1] Bear, J. – Verruijt, A.: Modeling Groundwater Flow and Pollution. D. Reidel Publishing Company, ISBN 1-55608-015-8, Dordrecht, Netherlands, 1987.
[2] Istomina, V. C.: Filtracionaja ustojcivost gruntov. Moscow, GILSA 1957.
[3] Čugajev, R. R.: On design of dam foundation stability to seepage. Gidrotekniceskoe stroitelstvo, 1965, No. 2.
[4] Čištín, J.: Vnitřní sufoze nesoudržné zeminy při svislém vzestupném proudění. [Sborník], VUT v Brně, 1967, č. 1-2, s. 181-185.
[5] Říha, J.: Ochranné hráze na vodních tocích. Brno, Grada Publishing 2011, 224 s. ISBN 978-80-247-3570-2
[6] Jandora, J. – Říha, J.: Modelování proudění podzemní vody v linii protipovodňových prvků v Praze Troji. Vodní hospodářství, 58, 2008, č. 3, s. 68-73.
[7] Harter, T.: Unconditional and Conditional Simulation of Flow and Transport in Heterogeneous, Variably Saturated Porous Media, [Dissertation], The University of Arizona, Arizona, 1994.
[8] Fenton, G. A.: Simulation and Analysis of Random Fields. Dissertation, Princeton university, Princeton, USA, 1990.
[9] Duchan, D.: Využití prostorových náhodných polí při řešení úloh proudění podzemní vody. Dizertace, Vysoké učení technické v Brně, Brno, 2012.

Management reklamací ve stavebním podniku

Ing. Josef BŘEZINA
UNISTAV, a. s., Brno
doc. Ing. Bohumil PUCHÝŘ, CSc.
VUT v Brně – Fakulta stavební

Dnešní moderní a rozvíjející se doba, s mnoha novými technologiemi a pracovními postupy, vyžaduje specializaci práce. To platí i pro oblast řízení reklamací ve stavebních podnikcích. Řešením této situace je vznik samostatných oddělení řízení kvality, kontroly a reklamací.

Complaints management in construction companies

Today's modern and developing time with many new technologies and working procedures requires specialization of work. This is also true for complaints management in construction companies. The solution to this situation is the establishment of separate departments of quality management, control and complaints.

Úvod

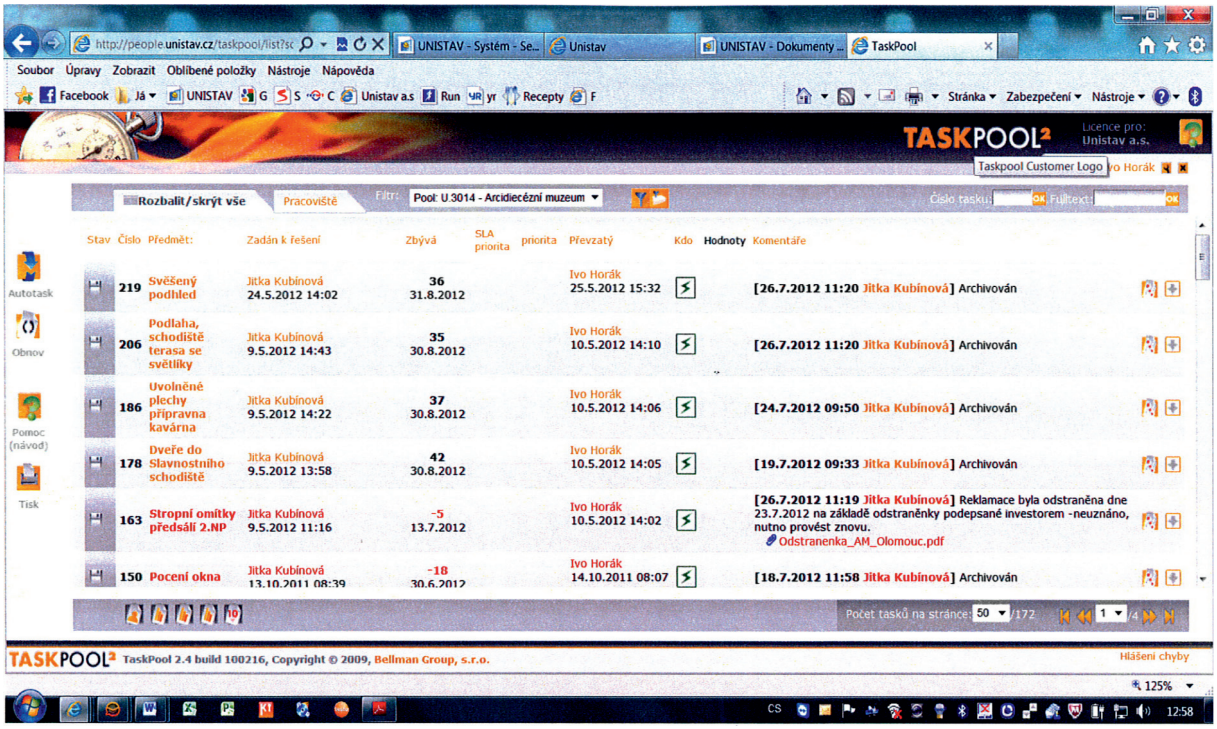
V současné dynamicky se rozvíjející době přišlo v důsledku otevření se našeho hospodářství světu do stavebnictví mnoho nových technologií a materiálů. S těmito produkty a pracovními postupy jsme se museli, coby stavaři, seznámit a naučit se s nimi pracovat. Materiály včetně nových technologií přinesly kromě zvýšení výrobní rychlosti, efektivnosti a produktivity práce také vyšší nároky na kvalitu a přesnost provádění staveb. Souběžně s tím stoupají požadavky na dodržování technologických postupů a pracovní kázně. S celkovou změnou rychlosti realizace se, bohužel, zkrátila doba vlastní výstavby. Rovněž se dá říci, že se zvýšily i nároky investorů. Požadavky se týkají především doby provádění a jsou nejmarkantnější u developerů bytových projektů z důvodu požadavku na obrátkovost kapitálu, čímž se zvyšuje i požadavek na rychlost realizace projektů. Současná hospodářská krize a s ní spojený nedostatek stavebních zakázek přinesl enormní konkurenci. Situace nahrává objednatelům a nutí dodavatele přistupovat na jejich, někdy až neúměrné požadavky. Za tohoto stavu je doba výstavby z hlediska výběru dodavatele podstatným parametrem, který po celkové ceně díla velice často rozhoduje o vítězovi zakázky. Tento stav často vede k porušování technologických postupů při vlastním provádění, ke zhoršení kvality prací a zvýšení počtu reklamací.

Dosavadní postup při řešení reklamací

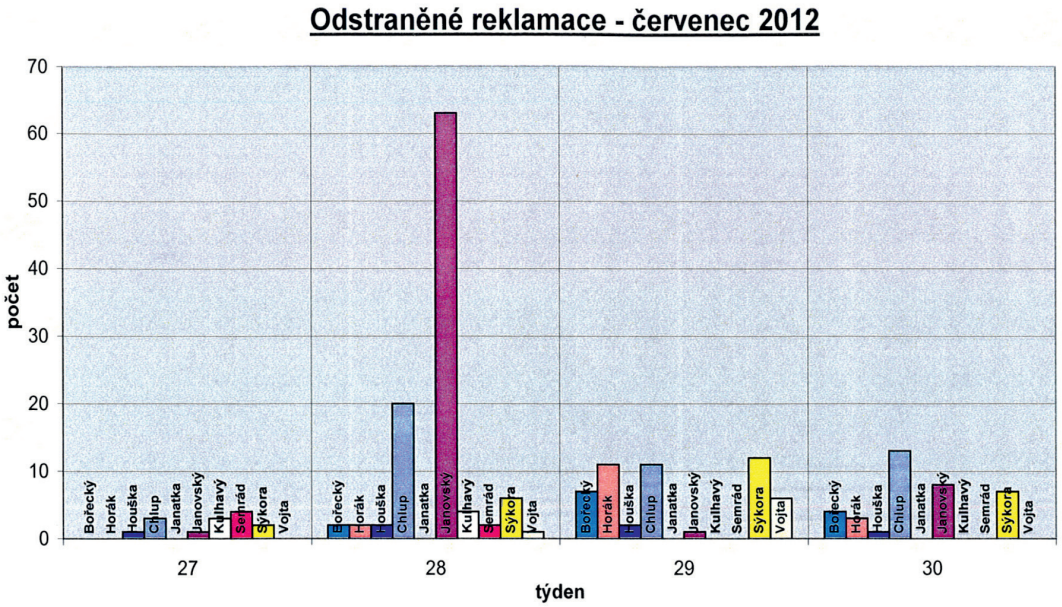
Popsaný stav je, dá se říci, průvodním a obecným jevem současné hektické doby. Pojem kvalita se skloňuje v mnoha pádech a stavební firmy se snaží kýžené mety dosáhnout všemi dostupnými způsoby a metodami. Nové materiály, technologie a pracovní postupy však vyžadují jako jeden ze základních atributů čas. Ten však většinou investoři a developeři nemají. Nechtějí a ani nemohou ho tedy poskytnout svým dodavatelům. Ti se tak následně dostávají do velice složité situace. Musí volit mezi hrozícím penále za nedodržení termínu výstavby a případnými vícenáklady za vzniklé reklamace. Celou situaci komplikuje i to, že se výrazně zvýšily požadavky investorů a budoucích majitelů stavebních objektů na kvalitu díla, která následně přinese nižší náklady na jeho údržbu. Objednatelé tedy, a to také z důvodu značného a trvalého růstu cen stavebních děl a s tím spojenými náklady na opravy, přirozeně požadují stoprocentní kvalitu. Popsanou situací se podstatně změnily poměry a stav související s řešením reklamací i kvalitou, odborností a rychlostí jejich odstraňování. Seriózní firmy musely problematiku vyřešit změnou koncepce spojenou s odstraňováním vzniklých vad. Dříve bylo běžnou praxí, že tým lidí pod vedením hlavního stavbyvedoucího měl stavbu na starosti od doby převzetí staveniště až po skončení její záruční doby. Motivací celého týmu, podílejícího se na výstavbě, byly například manažerské smlouvy, které řešily rozdělení předpokládaného zisku mezi realizační tým, a rovněž časový harmonogram jeho rozdělení. Jeden z možných scénářů byl například ten, že 70 % předpokládaného podílu na zisku z manažerské smlouvy bylo vyplaceno po skončení, vyfakturování a zaplacení zakázky, kdy mohlo přirozeně proběhnout její celkové ekonomické vyhodnocení. Dalších 20 % po uplynutí jednoho roku provozu a posledních 10 % po skončení záruční doby. Samozřejmě se z podílu na zisku odečítaly náklady spojené s řešením uplatněných reklamací v průběhu záruční doby. Tento způsob začal být ovšem v době neustálého zvyšování tempa výstavby, s novými technologiemi, zvyšujícími se nároky na kvalitu stavby, a následně pak požadavky na rychlost a odbornost při odstraňování reklamací, nedostačující. Proto bylo nutné najít nový model řešení reklamací na kvalitativně i profesionálně vyšší úrovni.

Model managementu kvality a reklamací

Jedním z řešení vzniklé situace, ke kterému již v rámci ČR přistoupily některé firmy, bylo vytvoření speciálních reklamačních oddělení. Ta přistupují k řešení reklamací komplexně prostřednictvím vlastních techniků, pracovníků evidence, archivu a právníka. Další pracovníci zajišťují prevenci formou vstupní kontroly projektové dokumentace, jiní kontrolují kvalitu prováděných prací již v průběhu stavby. Zmiňovaní technici (kvalitáři) v rámci pravidelných kontrol na stavbách kontrolují a upozorňují na případné nedostatky. O zjištěních zpracovávají „Zprávy z kontrol kvality", které jsou v nejdokonalejších systémech managementu kvality a reklamací ukládány na centrálních servrech, a jsou tak přístupny zainteresovaným pracovníkům firmy. Tímto způsobem je kromě vlastní evidence zajištěna i poučná a informativní funkce těchto zpráv. Nedílnou a nutnou součástí oddělení je vstupní kontrola projektové dokumentace, jejíž kvalita má v současné době stále klesající tendenci. Do oddělení řízení kvality, kontroly a reklamací spadá i fungující spisovna a archiv, kde je v souladu se stavebním zákony č. 183/2006



Obr. 1. Grafická podoba reklamačního programu Taskpool



Reklamace červenec 2012

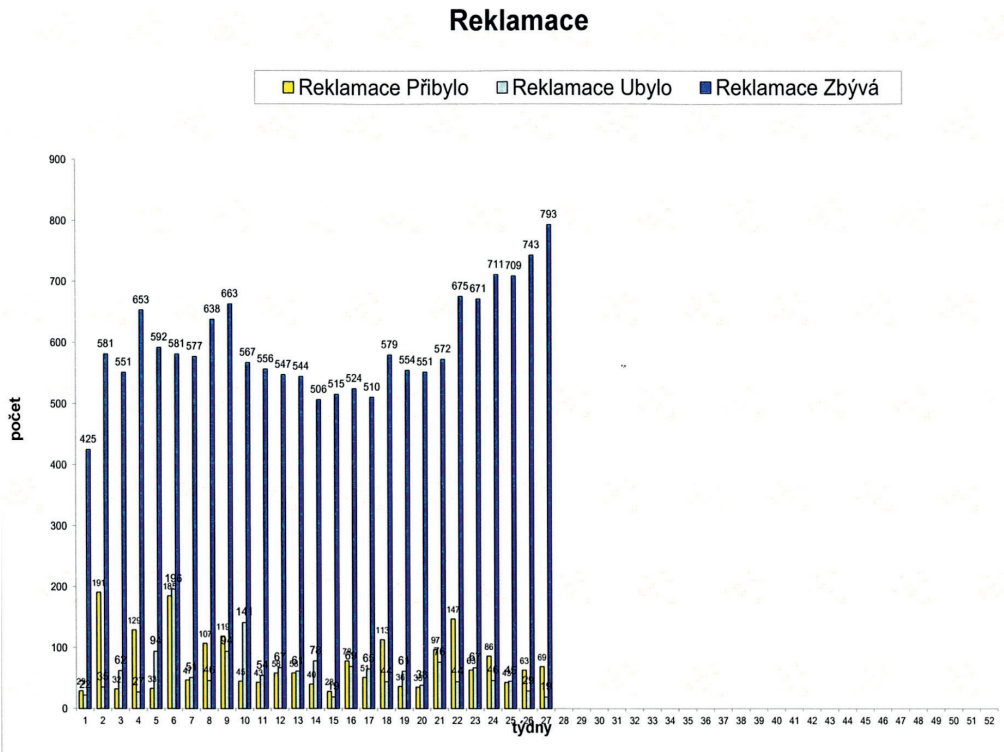
reklamační technik	přibylo	ubylo	reklamace po termínu
Bořecký	10	13	0
Horák	25	16	172
Houška	2	6	14
Chlup	26	47	127
Janatka	0	0	0
Janovský	62	73	0
Kulhavý	23	7	1
Semrád	3	6	0
Sýkora	16	27	21
Vojta	52	7	197

Obr. 2. Počet odstraněných reklamací

Sb. a č. 499/2004 Sb., o podrobnostech výkonu spisové služby, archivovaná projektová dokumentace ukončených zakázek. Před uložením však musí dokumenty projít kontrolou úplnosti a správnosti. Kompletní a přehledně archivovaná dokumentace je jedním z předpokladů úspěšného a zodpovědného odstraňování předmětných reklamací. V současnosti se ukládá i v elektronické podobě, nejlépe na intranetu firmy, například v „Detailu stavby“, a to v předepsané formě. Elektronická podoba dokumentace usnadňuje přístup reklamačním technikům a dalším oprávněným osobám.

Program TaskPool

Všechny tyto činnosti by nebylo možné sofistikovaně provádět bez důkladné evidence reklamací pomocí různých programů. Jedním z nich je program TaskPool, moderní systém



Obr. 3. Graf počtu reklamací přijatých, odstraněných a zbývajících, po týdnech

zvyšující efektivnost průběhu v aplikačních oblastech společností, v nichž je primární řízení požadavků. Může být jednoduše přizpůsoben řízení požadavků ve všech oblastech, v nichž se vyskytují dvě i více stran, mezi nimiž existuje vztah ZADAVATEL – ODBĚRATEL, kde ZADAVATEL formuluje požadadavky (úkoly) na reklamační nebo jiné služby a předává je DODAVATELI k vyřízení. Systém lze vhodně využít i uvnitř organizace (v rámci intranetu), v níž jedna organizační součást, v našem případě evidence reklamací, je ZADAVATEL a poskytuje typ služeb (informace o došlých reklamacích) jiné organizační součásti nebo celému zbytku organizace. Zde jsou pak reklamační technici a vedení organizace jako ODBĚRATELÉ.

V programu se evidují veškeré došlé reklamace včetně příloh, termínů a fotodokumentace. Do systému mají licencovaný přístup reklamační technici a vedení organizace, všichni však mají oprávnění jen ke čtení. Jakékoli zásahy, a to jak vložení, tak vyřazení reklamace po jejím odtstranění, má na základě potvrzeného reklamačního protokokolu pouze administrátor. Odpovídá za správnost všech manipulací s dokumenty a za správné fungování celého systému. Z programu lze, kromě automatického upozornění na reklamace po termínu, získat přehledné informace o tom, které konstrukce, materiály a technologie, nebo i části staveb, jsou u dané firmy z hlediska závad (reklamací) nejrizikovější. Na tyto vytipované části se pak v rámci jednoho oddělení zaměří pracovníci kvality, kteří následně mohou v rámci prevence upozornit příslušné pracovníky firmy, a zajistit tak, aby se v budoucnosti předešlo opakování závad. Další možností je sledování a kontrola úspěšnosti a výkonnosti práce jednotlivých reklamačních techniků včetně upozornění na reklamace po termínu.

V neposlední řadě je to přehled o reklamacích, resp. o počtu reklamací, které po jednotlivých týdnech přibyly, ubyly a kolik jich zbývá k vyřízení. S takovou statistikou má vedení organizace přehled o celkové situaci v této oblasti, a rovněž to ukazuje na výsledky práce reklamačního oddělení.

V reklamačním oddělení by neměl chybět právník, který zajistí kvalifikovaný právní servis.

Závěr

Z popsaného modelového případu plyne, že i v oblasti reklamací nastává trend specializace a koncentrace pracovníků. Mají na starosti jen oblast reklamací a s ní související práce, a to při splnění požadavků na komplexní podobu těchto činností. Koncentrací se samozřejmě myslí provedení všech procesů od vstupní kontroly projektové dokumentace, přes evidenci reklamací, průběžnou preventivní kontrolu kvality, vlastní skupinu reklamačních techniků, kteří se opírají o fungující spisovnu a archivní službu, až po zajištění právních služeb. Popsaný způsob řešení dokáže profesionálně vyřešit nedostaky, které jsou často způsobeny krátkou dobou výstavby. Kvalifikovaně a včas jsou pak v průběhu záruční doby odstraňovány reklamace, a tak alespoň touto formou uspokojovány potřeby zákazníka. Jedním ze základních kamenů celého procesu je ovšem důsledná a propracovaná evidence reklamací, vše v duchu hesla: „Kdo své činnosti nekontroluje a neeviduje, ten je nemůže kvalitně řídit!“.

Článek vznikl za podpory projektu specifického výzkumu FAST-S-11-61 „Ekonomické aspekty přípravy, realizace a provozu stavebních objektů“ Vysokého učení technického v Brně.

Literatura

[1] Březina, J.: Vliv nového stavebního zákona a vstup ČR do EU na způsob řízení stavebního podniku. [Sborník], mezinárodní vědecká konference „Management stavebnictví“, VUT FAST, 2009, s. 15. ISBN 978-80-7204-629-4

[2] ČSN EN ISO 9001:2008 Systém managementu kvality – Požadavky, UNMZ, 2010.

[3] Imler, K.: Strategické systémy kvality. Pardubice, 2008. ISBN 978-80-904156-0-7

Analýza rizik a nejistot projektu Moravian Science Centre Brno

Ing. Martina PAVELKOVÁ
doc. Ing. Jana KORYTÁROVÁ, Ph.D.
VUT v Brně – Fakulta stavební

Každé investiční rozhodování musí vycházet z investičního záměru zpracovaného často formou studie proveditelnosti. Jednou z hlavních částí rozhodovací dokumentace by mělo být pojednání o riziku projektu. Jeho identifikace a následné řízení již v předinvestiční fázi může výsledky projektu významně ovlivnit.

Risk management of the Moravian Science Centre Brno project

Any investment decision must be made on the basis of processing an investment project, very often in the form of a feasibility study. One of the main components of the decision-making documentation should be the risk management of an investment project. The resulting design values in the form of costs and revenues are often very optimistic. The identification and subsequent risk management already in the pre-investment phase may significantly affect the actual results of a project.

Úvod

Nejistoty a rizika jsou všude kolem nás, jsou významným atributem většiny lidských činností. Výsledky mnoha investičních projektů, podnikatelských záměrů, výzkumů nebo pokusů restrukturalizovat a změnit společnost jsou nejisté, mohou se lišit od predikce původních výsledků, ať již plánovaných, nebo realizovaných. Přímo závisí na kvalitě přípravy investičních projektů a kvalitě jejich vlastní realizace. Ze zkušeností vyplývá, že kvalita přípravy přímo úměrně ovlivňuje úspěšnost a neúspěšnost každého investičního projektu, realizace projektu může důsledky špatné přípravy již jen oslabit. Nekvalitně realizovaný projekt může negativně ovlivnit očekávané výsledky projektu, a tím i jeho úspěšnost.

Kvalitní příprava projektů proto vyžaduje:

– identifikovat rizika nejistoty ovlivňující výsledky projektů, tj. jejich úspěšnost a neúspěšnost, a posoudit jejich význam;
– stanovit a zhodnotit dopad těchto rizik na výsledky projektu (určit rozsah rizika a posoudit jeho přijatelnost a nepřijatelnost);
– zvažovat opatření ke snížení rizika z hlediska nákladů i možnosti jeho snížení.

Souhrn těchto aktivit, zaměřených na rizikovou stránku investičních projektů, tvoří náplň managementu rizika projektů.

Identifikace rizik, posouzení jejich významu a velikosti a jejich hodnocení tvoří náplň analýzy rizika. Odpovědný přístup zamezuje přijímání projektů nebo realizaci podnikatelských aktivit s nepřijatelným rizikem, jejichž neúspěch by mohl výrazně ovlivnit finanční stabilitu podniku, nebo dokonce jeho samotnou existenci, a zvyšuje pravděpodobnost úspěšnosti těchto projektů a aktivit, a tím zlepšení hospodářských výsledků z dlouhodobého hlediska [2].

V případě územně samosprávného celku kvalitní analýza rizika zamezuje přijímání projektů, jejichž neúspěch by mohl vést k zadlužování nebo rozprodávání jeho majetku, resp. ke ztrátě morálního kreditu v očích občanů, realizaci nesmyslných projektů bez dlouhodobé koncepce zaměřené na další využívání realizované investice, nebo naopak zvyšuje pravděpodobnost úspěšnosti projektů, které přinesou občanům benefity v podobě rozvoje vědy, výzkumu, vzdělanosti, dopravy, podpoří péči o staré a nemocné, záchranu kulturního dědictví nebo životního prostředí získáním partnerů k spolufinancování nebo odbornému zaštítění jednotlivých projektů.

Science centra

Science centra jsou poměrně novodobou záležitostí, jejichž vznik spadá do šedesátých let minulého století. Aspirují na místo, na němž se člověk může stát součástí jednoho z nejvýraznějších prvků lidské kultury – světa vědy a techniky. Jsou koncipována pro širokou veřejnost a neformálně přibližují podstatu vědecké činnosti a techniky. Ve světě se stala populárním způsobem trávení volného času a představují atraktivní alternativu k jiným kulturním institucím, jako jsou divadla, kina a zábavné parky. Nabízejí vyvážený koktejl zábavy a poučení, který je zárukou toho, že si odtud zájemce odnese nové poznatky a zajímavé zážitky. Návštěvník má možnost si vyzkoušet exponáty, protože dotýkat se exponátů je „přísně přikázáno“, a formou hry a vlastního experimentování pochopit, jak funguje svět kolem nás. Není zde kladen důraz na memorování, prioritou je ukázat návštěvníkům prostřednictvím hry svět vědy, fungování přírodních, matematických, fyzikálních, chemických a jiných zákonitostí. Jsou místem neformálního vzdělávání, které doplňuje výuku na základních a středních školách.

Největší inspirací bylo technické Deutches museum, založené roku 1903 v Mnichově Oskarem von Millerem, které nyní patří k největším a nejmodernějším v Německu. Zde se inspiroval i Frank Oppenheimer, zakladatel Exploratoria, prvního většího science centra na světě, které vzniklo v roce 1969 v San Franciscu. Za prototyp můžeme pokládat berlínské centrum Urania, otevřené v letech 1889-1928. Celkový počet ryzích science center na světě se pohybuje okolo tří set. Některé rozvinuté země se mohou pyšnit jejich velkým počtem, např. Kalifornie jich má 42. V zemích bývalého východoevropského bloku se výstavba těchto zařízení začíná pomalu prosazovat, již fungující jsou ve Slovinsku, Maďarsku, Estonsku, v Polsku, v České republice v Plzni (Techmania) a v Liberci (IQpark).

Moravian Science Centre Brno

Myšlenka vytvořit v Brně science centrum existovala již mnoho let. Postupně se u jejího naplňování vystřídalo mnoho nadšených a schopných lidí, avšak nikdy nevznikly dostatečně příznivé finanční a politické podmínky pro vznik této instituce. Zlom nastal v roce 2009 prosazením myšlenky vybudování science centra do třetí Regionální inovační strategie Jihomoravského kraje (dále jen RIS3) jako jedné z priorit a schválením Operačního programu Věda a výzkum pro inovace (dále jen „OP VaVpI“), který si v rámci prioritní osy 3 Komercializace a popularizace vědy a výzkumu, oblast podpory 3.2 Popularizace, propagace a medializace VaV, klade mimo jiné za cíl podpořit vznik několika Science Learning Center na území České republiky.

Vyhlášením kolové výzvy k předkládání projektů v rámci OP VaVpI Popularizace, propagace a medializace vědy a techniky dne 15. 12. 2009 začala příprava projektu brněnského science centre s pracovním názvem „Moravian Science Centre Brno“ (dále jen „MSCB“). Nositelem projektu se stal Jihomoravský kraj (dále jen „JMK“), který se zavázal financovat veškeré výdaje spojené s jeho přípravou, tj. do doby podání projektové žádosti o dotaci do OP VaVpI a v případě úspěšného hodnocení projektu až do doby vydání rozhodnutí o jejím poskytnutí. Se spoluprácí souhlasilo statutární město Brno (dále jen „SMB“) a v souladu s naplňováním RIS3 byla následně uzavřena smlouva s cílem vybudovat v Brně moderní science centre.

K projektu byly přizvány významné instituce vzdělávacího a výzkumného charakteru:

– Masarykova univerzita,
– Mendlova univerzita v Brně,
– Vysoké učení technické v Brně,
– Veterinární a farmaceutická univerzita Brno,
– Akademie věd ČR,
– Centrum dopravního výzkumu,, v. v. i.,
– Regionální a technické muzeum, o. p. s., provozovatel Techmanie v Plzni,

jež se zavázaly k partnerství na úrovni personální a odborné, což znamená, že jejich odborníci se podílejí na obsahové náplni centra ve všech fázích projektu včetně fáze udržitelnosti (taktéž fáze provozní), přičemž současně bude popularizována jejich vlastní práce a výzkumná témata, což umožní nahlížení na samotné hranice soudobého špičkového výzkumu.

V souladu s pravidly pro výběr dodavatelů v rámci OP VaVpI a interním normativním aktem Jihomoravského kraje byla za zpracovatele projektové žádosti do OP VaVpI vybrána Regionální rozvojová agentura jižní Moravy (dále jen „zpracovatel žádosti“). Žádost byla na Ministerstvo školství, mládeže a tělovýchovy ČR (dále jen MŠMT) podána 26. 6. 2010 a zaregistrována pod číslem CZ.1.05/3.2.00/09.0163. Projekt se ucházel o dotaci ve výši 596 502 156 Kč.

Dne 13. 11. 2011 vydalo Ministerstvo školství, mládeže a tělovýchovy jako poskytovatel dotace a Řídící orgán OP VaVpI v souladu s ust. § 14 zákona č. 218/2000 Sb., o rozpočtových pravidlech a změně některých souvisejících zákonů, ve znění pozdějších předpisů, a zákonem č. 130/ /2000 Sb., o podpoře výzkumu, experimentálního vývoje a inovací z veřejných prostředků a změně některých souvisejících zákonů (zákon o podpoře výzkumu a vývoje), ve znění pozdějších předpisů, rozhodnutí o poskytnutí dotace č. 0163/ /09/01. Ta má být poskytnuta v maximální výši 596 102 156 Kč, přičemž maximálně 89 475 323,40 Kč z ostatních prostředků poskytnutých ze státního rozpočtu na část národního spolufinancování, tj. 15 % výše dotace; maximálně 507 026 832,60 Kč z prostředků poskytnutých ze státního rozpočtu na předfinancování výdajů, které mají být kryty prostředky z rozpočtu Evropské unie, tj. 85 % výše dotace.

Analýza rizik

Jako součást projektové žádosti byla v rámci studie proveditelnosti zpracována externími specialisty z Regionální rozvojové agentury jižní Moravy povinná analýza rizik (technických, provozních, finančních, smluvních, organizačních, právních apod.) přípravné a částečně i realizační fáze projektu s negativními dopady na projekt, a to včetně určení pravděpodobnosti výskytu rizik, návrhů opatření pro řízení/eliminaci rizik, a stanovení odpovědnosti za vyhodnocování rizik, popř. za rozhodnutí o opravných opatřeních.

Výsledkem identifikace rizik byl velký počet rizikových faktorů, přičemž stejná pozornost nebyla věnována všem faktorům, ale pouze těm významným se značnými negativními dopady na projekt. Ke stanovení významnosti rizik (rizikových faktorů) bylo použito expertní hodnocení, jehož hlavním nástrojem jsou matice hodnocení rizik, které se užívají ke stanovení významnosti velice obtížně kvantifikovatelných rizik, případně rizik nekvantifikovatelných.

Podstata expertního posuzování významnosti rizik s využitím matic hodnocení rizik pak spočívá v tom, že se tato významnost posuzuje ze dvou hledisek. První z nich tvoří pravděpodobnost výskytu rizika, druhé intenzita negativního, resp. pozitivního dopadu na projekt. Určité riziko (faktor rizika) je pak tím významnější, čím pravděpodobnější je jeho výskyt a čím závažnější je jeho dopad na projekt [2].

Tab. 1. Závažnost rizika [5]

Kategorie	Popis
neznatelné	nepodstatné narušení vývoje projektu
drobné	nepodstatné narušení vývoje projektu *operativním řízením lze obnovit plánovaný vývoj*
významné	narušení vývoje projektu *správným řízením je možno dosáhnout požadovaných parametrů v plánovaných termínech*
velmi významné	zásadní narušení vývoje projektu, případně jeho pozastavení *vyžaduje opatření, aby bylo dosaženo požadovaných parametrů v plánovaných termínech*
nepřijatelné	ohrožení a zastavení dalšího vývoje projektu *pokud nemá být projekt ukončen, je třeba přijmout zásadní opatření k obnovení vývoje*

Tab. 2. Pravděpodobnost výskytu rizika [5]

Kategorie	Popis
téměř nemožné	výskyt je krajně nepravděpodobný *lze předpokládat, že nebezpečí nemusí nastat*
výjimečně možné	výskyt je nepravděpodobný, ale možný *lze předpokládat, že nebezpečí může výjimečně nastat*
běžně možné	pravděpodobně se vyskytne několikrát *lze očekávat, že nebezpečí nastane několikrát*
pravděpodobné	vyskytne se několikrát *lze očekávat, že nebezpečí nastane často*
hraničící s jistotou	je pravděpodobný častý výskyt *nebezpečí je trvalé*

Potenciální rizika s negativními dopady na projekt, která si žadatel a externí specialisté v souvislosti s projektem reálně uvědomili, jsou uvedena v *tab. 4*, členěná dle základních kategorií na rizika technická a stavební, finanční, organizační a provozní a právní. Rizika jsou dále analyzována z hlediska jejich závažnosti a pravděpodobnosti výskytu, následně z hlediska významnosti pro projekt. Detailně jsou rozebrána z pohledu jejich eliminace a způsobu řízení dané situace.

Tab. 3. Význam rizika – celkové hodnocení závažnosti a pravděpodobnosti rizika [5]

Kategorie	Popis
zanedbatelné	*lze ho přijmout*
přijatelné	*lze ho přijmout, nutno věnovat zvýšenou pozornost vývoji situace*
nežádoucí	*smí být přijato tehdy, je-li eliminace rizika prakticky nedosažitelná či neúměrně nákladná*
nepřípustné	*musí být odstraněno*

Z analýzy vyplývá, že zmíněná rizika jsou nakonec vyhodnocena jako zanedbatelná, či přijatelná. Pro realizaci projektu to znamená, že zanedbatelné riziko lze v projektu respektovat, jde o riziko významné, ale prakticky nemožné. Rizika přijatelná jsou pro projekt také akceptovatelná, nicméně jejich vývoji bude žadatel věnovat větší pozornost. Pro tyto případy je nastaven systém řízení s konkrétními návrhy na eliminaci daných rizik.

V době zpracování studie proveditelnosti byly uvažovány dvě varianty řešení projektu – nulová a investiční. Snahou žadatele bylo a je, samozřejmě, projekt realizovat dle navržené investiční varianty. Nulová varianta by byla realizována v případě, že by projekt neobstál v hodnocení a dotaci nezískal. Znamenalo by to především velkou časovou prodlevu, projekt by byl realizován s delším časovým odstupem, což by vyvolalo větší náklady na realizaci. V případě neudělení dotace by žadatel neodkoupil pavilon D, plánovaný jako místo realizace, a pro projekt by bylo hledáno jiné místo. Tato varianta je časově výrazně delší a finančně podstatně náročnější.

Žadatel samozřejmě chce navrženou investiční variantu, detailně popsanou v žádosti Benefit a ve studii proveditelnosti, realizovat. Po úspěšném hodnocení projektu a získání dotace byla realizační fáze projektu zahájena dle navrženého harmonogramu a na Brněnském výstavišti vznikne unikátní science centrum.

Přehodnocení negativních rizik projektu

Přestože projekt získal ze všech podaných v rámci výzvy 1.3 Popularizace, propagace a medializace vědy a techniky, PO 3, OP VaVpI nejvíce bodů, bylo již v prosinci 2010 jasné, že jeho rizika byla definována nedostatečně, a/nebo dokonce podceněna. Jako nejvýznamnější se v přípravné fázi ukázalo riziko definované zpracovatelem žádosti jako nedostatky projektové dokumentace. Závažnost rizika byla posouzena jako významná, riziko může narušit vývoj projektu, ale správným řízením je možné dosáhnout požadovaných parametrů v plánovaných termínech. Pravděpodobnost rizika byla posouzena jako výjimečně možná, výskyt rizika je nepravděpodobný, ale možný, a lze předpokládat, že nebezpečí může výjimečně nastat. Význam rizika, tj. celkové hodnocení závažnosti rizika a jeho pravděpodobnosti, byl posouzen jako přijatelný, lze je přijmout, ale je nutno věnovat zvýšenou pozornost vývoji situace. Při jeho posuzování zpracovatel žádosti vycházel z předpokladu, že problémy s projektovou dokumentací, budou-li nějaké, nastanou až ve fázi realizační a odpovědnost za vyhodnocení rizik připadne stavebnímu manažerovi projektu, koordinátorovi stavební části projektu a technickému dozoru investora.

Ukázalo se ovšem, že rozpočet na rekonstrukci pavilonu D, který vycházel z projektové dokumentace pro územní rozhodnutí a tvořil jednu z částí projektové žádosti, ve výši 208 mil. Kč byl v dalším stupni projektové dokumentace navýšen na 397 mil. Kč. Postupnou záměnou materiálů, hledáním jiných konstrukčních řešení a dopracováním projektové dokumentace do stupně dokumentace pro provedení stavby se podařilo snížit cenu rekonstrukce na 240 mil. Kč. Přesto jde o nárůst proti plánovaným výdajům na stavbu ve výši 32 mil. Kč. Tyto finanční prostředky bude nezbytné buď uhradit z vlastních finančních zdrojů žadatele, nebo o tuto částku snížit jiné položky v rámci rozpočtu projektu, např. kupní cenu pavilonu či pořízení expozice. Snížení výdajů na pořízení expozice se ukázalo jako řešení nejméně vhodné i v následném negociačním řízení vedeném Ministerstvem školství, mládeže a tělovýchovy ČR po podání žádosti o poskytnutí dotace, a to vzhledem k tomu, že právě expozice má „nenucenou a populární formou prostřednictvím přístrojů, zařízení, interaktivních pomůcek, exponátů a dalších prvků nabízet výuku a možnost hlubšího porozumění podstaty fyzikálních a přírodních jevů“.

K novému vyjednávání o ceně pavilonu se současný vlastník nestavěl odmítavě a jednání bylo uskutečněno prostřednictvím partnera projektu – statutárního města Brna, které je zároveň majoritním akcionářem BVV. Bohužel, vzhledem k současné ekonomické krizi a ke snížené poptávce po veletržních službách nedošlo k žadatelem očekávanému konsensu. Zůstala tedy poslední varianta, tj. úhrada zvýšených nákladů na rekonstrukci z vlastních zdrojů žadatele, přičemž tato částka byla dále zpřesněna po zpracování dokumentace pro provedení stavby a očekává se ještě její další upřesnění po výběru dodavatele stavby.

Velký rozdíl v nákladech na rekonstrukci byl způsoben především nedostatečně provedeným stavebně technickým průzkumem pavilonu D, který by měl předcházet každému serióznímu odhadu nákladů na rekonstrukci. Při zpracování dokumentace pro územní rozhodnutí byly použity podklady předané žadatelem, přičemž zpracovatel stavebně technického průzkumu využil starší posudky tehdejšího vlastníka pavilonu. Podrobný průzkum byl proveden až v rámci zpracovávání dokumentace pro stavební povolení, kdy bylo zjištěno, že technický stav pavilonu je mnohem horší a neodpovídá původním zjištěním.

Vzhledem k tomu, jak vzrostlo riziko „nedostatky projektové dokumentace“, vzrostlo úměrně i riziko definované zpracovatelem projektové žádosti jako „nevyřešené vlastnické vztahy k místu realizace projektu“. Závažnost rizika byla posouzena jako nepřijatelná, riziko může ohrozit a zastavit další vývoj projektu, a pokud by projekt neměl být ukončen, tak by bylo nutné přijmout zásadní opatření k obnovení vývoje. Pravděpodobnost rizika byla posouzena jako výjimečně možná, výskyt rizika je nepravděpodobný, ale možný, a lze předpokládat, že nebezpečí může výjimečně nastat. Význam rizika – celkové zhodnocení závažnosti rizika a pravděpodobnosti rizika – byla posouzena jako zanedbatelná, lze ho přijmout. Při posuzování tohoto rizika vycházel zpracovatel žádosti z předpokladu, že mezi žadatelem a vlastníkem nemovitostí nezbytných pro realizaci science centre byla uzavřena smlouva o budoucí smlouvě kupní, jejíž podmínky musely být naplněny do 31. 12. 2011, a to pouze v případě, že by žadatel obdržel dotaci z OP VaVpI v plné výši. Rozhodnutí o poskytnutí dotace č. 0163/09/01 (dále jen „rozhodnutí“) bylo však vydáno až 13. 12. 2011 a

Tab. 4. Analýza rizik [5]

Druh	Závažnost	Pravděpodobnost	Význam	Eliminace	Odpovědnost za vyhodnocení
TECHNICKÁ A STAVEBNÍ RIZIKA					
nedostatky v projektové dokumentaci	významné	výjimečně možné	přijatelné	S ohledem na zkušenosti (reference) projektové kanceláře je riziko nedostatků v projektové dokumentaci minimální; zcela vyloučit je lze v realizační fázi za spolupráce stavebního dozoru a projektanta stavby.	stavební dozor investora ve spolupráci se stavebním manažerem projektu a koordinátorem stavební části
zpoždění stavebních prací, nedostatečná koordinace	významné	výjimečně možné	přijatelné	Riziko zpoždění stavebních prací je minimální. Potenciální riziko bude eliminováno zajištěním kvalitního stavebního dozoru, důsledným monitoringem a maximálním dodržováním harmonogramu stavebních prací.	stavební dozor investora ve spolupráci se stavebním manažerem projektu
výběr nekvalitního dodavatele stavebních prací	velmi významné	výjimečně možné	přijatelné	Riziko je minimální. Bude maximálně eliminováno prostřednictvím transparentního procesu výběrového řízení splňujícího zákonem a OP VaVpI stanovené podmínky a následným důkladným rozborem referenčních předpokladů jednotlivých uchazečů.	stavební manažer projektu ve spolupráci s projektovým manažerem
zpoždění výroby a dodání jednotlivých exponátů	významné	výjimečně možné	přijatelné	Riziko je minimální. Riziko bude v maximální možné míře eliminováno výběrem kvalitního a spolehlivého dodavatele s profesionálním přístupem. Vztah objednatele a dodavatele bude následně smluvně ošetřen s možností penalizace při nedodržení smluvních podmín	projektový manažer ve spolupráci s programovým manažerem projektu
živelné pohromy	významné	téměř nemožné	zanedbatelné	S rizikem je uvažováno, leč je prakticky nepravděpodobné. Je technicky v podstatě neovlivnitelné, nicméně z historického hlediska zcela bezprecedentní. Jediným způsobem částečné eliminace rizika je pojištění.	za riziko jako takové nelze odpovídat; odpovědnost za pojištění proti riziku bude odpovídat projektový manažer
FINANČNÍ RIZIKA					
navýšení cen stavebních prací	významné	běžně možné	přijatelné	Riziko bude eliminováno s přispěním finančního plánu, který je sestaven dle aktuálních cen vstupů, rezervy nejsou součástí způsobilých výdajů. Ke změnám ve finančním plánu při realizaci projektu samozřejmě dojít může. V případě navýšení finančního objemu	stavební manažer projektu ve spolupráci s finančním manažerem projektu
navýšení cen zhotovení exponátů	významné	běžně možné	přijatelné	Ceny budou kalkulovány s maximální možnou pečlivostí. Po výběru dodavatele/dodavatelů bude s dodavateli exponátů uzavřena smlouva s pevně stanovenou cenou.	finanční manažer ve spolupráci s programovým manažerem a projektovým manažerem
neobdržení dotace	významné	běžně možné	přijatelné	Vzhledem k tomu, že na poskytnutí dotace není zákonný nárok, pak je riziko možné. Pokud by projekt dotaci z OP VaVpI nezískal, pokračoval by časově náročnějším způsobem. V případě přidělení dotace bude riziku předcházeno vhodným načasováním a pečlivým zp	vzhledem k tomu, že na dotaci není právní nárok, není možné určit odpovědnou osobu
nedostatek finančních prostředků pro realizaci projektu	významné	téměř nemožné	zanedbatelné	Riziko je v podstatě zanedbatelné, jelikož projekt bude realizován dle sestaveného rozpočtu, který je určující pro zabezpečení finančních prostředků. Plán předfinancování je schválen zastupitelstvem Jihomoravského kraje.	projektový manažer ve spolupráci s finančním manažerem
nedostatek finančních prostředků v provozní fázi projektu	významné	téměř nemožné	zanedbatelné	Pro řízení tohoto rizika je počítáno částečně s financováním z veřejných prostředků JMK a Města Brna, částečně s vlastními příjmy z provozu MSCB.	projektový manažer ve spolupráci s finančním a programovým manažerem

ORGANIZAČNÍ A PROVOZNÍ RIZIKA					
nedostatek zkušených manažerů pro řízení projektu	významné	téměř nemožné	zanedbatelné	Riziko bude eliminováno důsledným výběrem jednotlivých členů realizačního týmu, na základě jejich zkušeností s danou pozicí. Navíc na začátku bude vypracována metoda řízení lidských zdrojů.	projektový manažer
nejednoznačné nastavení pravomocí a odpovědnosti za řízení MSCB	významné	téměř nemožné	zanedbatelné	Riziko bude v maximální možné míře eliminováno tím, že na začátku bude zpracován model řízení projektu, v němž bude podrobně rozpracováno nastavení pravomocí a odpovědnosti řídících pracovníků projektu.	projektový tým
nedostatečná koordinace jednotlivých aktivit projektu	významné	téměř nemožné	zanedbatelné	MSCB má stanovenou řídící a organizační strukturu s jasným vymezením odpovědností. Veškerá projektová rizika budou sledována a vyhodnocována a v případě hrozícího rizika i eliminována.	projektový manažer
nedostatek kvalifikovaných lidských zdrojů ve fázi přípravné, realizační a provozní	významné	téměř nemožné	zanedbatelné	Riziko bude řízeno prostřednictvím včasného vypracování modelu řízení projektu a včasného obsazení jednotlivých pozic. Veškeré lidské zdroje budou smluvně ošetřeny.	projektový manažer
nedostatečný zájem ze strany cílových skupin	významné	běžně možné	přijatelné	Zájem cílových skupin a očekávaná poptávka projektu je řešena v marketingové analýze zpracované pro účel MSCB Univerzitou Tomáše Bati ve Zlíně, Fakultou multimediálních médií a také ve studii proveditelnosti, a to na základě relevantních statistických úda	projektový manažer ve spolupráci s programovým manažerem
návrh MSCB a jeho vybavení neodpovídá požadavkům na něj kladeným	významné	téměř nemožné	zanedbatelné	Na návrhu, vybavení a konkrétních exponátech se podílejí pracovní skupiny tvořené odborníky. Řešení MSCB by tudíž mělo korespondovat se zadanými požadavky.	projektový manažer ve spolupráci s programovým manažerem
nedostatečný systém ochrany a využití duševního vlastnictví	významné	výjimečně možné	přijatelné	Veškeré pracovní výstupy v přímé souvislosti s ochranou využití duševního zdraví budou právně a smluvně ošetřeny.	projektový manažer
PRÁVNÍ RIZIKA					
nedodržení podmínek OP VaVpI včetně nenaplnění monitorovacích indikátorů	velmi významné	téměř nemožné	zanedbatelné	Riziko je zcela minimální. Žadatel je seznámen s podmínkami OP VaVpI a veškeré kroky v realizaci projektu budou prováděny v souladu s prováděcí dokumentací OP VaVpI. Všechny zainteresované osoby projektového týmu budou s podmínkami realizace projektu sezn	projektový tým
nedodržení právních norem ČR (výběrová řízení, smlouvy apod.)	nepřijatelné	téměř nemožné	zanedbatelné	Riziku bude předcházeno tím, že zainteresované osoby budou seznámeny s podmínkami projektu, který bude realizován v souladu s platnou legislativou. Dále bude dbán zřetel zejména na transparentní průběh výběrových řízení, kvalitní stavební a autorský dozor	projektový tým
nevyřešené vlastnické vztahy k místu realizace projektu	nepřijatelné	výjimečně možné	zanedbatelné	Jelikož místo realizace projektu (pavilon D areálu BVV) není ve vlastnictví žadatele projektu, určité riziko zde existuje. V současné době má však žadatel (Jihomoravský kraj) s BVV uzavřenou předkupní smlouvu, která zaručuje žadateli, že budovu pavilonu D	projektový manažer

čerpání finančních prostředků bylo možné od roku 2012. Součástí první žádosti o platbu ex-post a ex-ante byly také výdaje na splacení kupní ceny za předmětné nemovitosti.

S oběma předcházejícími riziky souvisí i riziko definované zpracovatelem projektové žádosti jako „nedostatek finančních prostředků pro realizaci projektu“. Závažnost rizika byla posouzena jako významná, riziko může narušit vývoj projektu, ale správným řízením je možné dosáhnout požadovaných parametrů v plánovaných termínech. Pravděpodobnost rizika byla posouzena jako téměř nemožná, výskyt rizika je nepravděpodobný, ale lze předpokládat, že nebezpečí nemusí nastat. Význam rizika – celkové zhodnocení závažnosti rizika a pravděpodobnosti rizika byla posouzena jako zanedbatelná, lze ho přijmout. Při posuzování tohoto rizika zpracovatel žádosti vycházel z předpokladu, že rozpočet projektu tak, jak byl předložen v rámci projektové žádosti MŠMT, bude dodržen. Zpracovatel žádosti si neuvědomil, že v případě jakéhokoli finančního navýšení projektu v realizační fázi nese plnou tíži žadatel, tedy JMK. Jakákoli rozhodnutí týkající se financování v souladu se zákonem č. 129/200 Sb., o krajích (krajské zřízení), ve znění pozdějších předpisů, činilo zastupitelstvo Jihomoravského kraje, což je kolektivní orgán a nelze nikdy předjímat jeho rozhodnutí.

V době kdy, žadatel zjistil, že uzavřel smlouvu o budoucí smlouvě kupní na nemovitosti, jejichž hodnota více než pravděpodobně nedosahovala sjednané kupní ceny, protože následné průzkumy dokazovaly její mnohem horší stavebně technický stav, a poté, co nedosáhl následného konsensu s BVV týkajícího se přiměřené slevy z kupní ceny, uznal nemožnost snížit výdaje na pořízení expozice, je žadatel nucen uhradit deficit v rozpočtu projektu na jeho realizaci z vlastních zdrojů. V případě, že jde o navýšení projektu o 32 mil. Kč před zahájením vlastní realizace, aniž je do budovy „kopnuto“, není možné toto riziko označit za zanedbatelné.

Ve fázi provozní definoval zpracovatel žádosti riziko „nedostatek finančních prostředků v provozní fázi projektu“. Závažnost rizika byla posouzena jako významná, že riziko může narušit vývoj projektu, ale správným řízením je možné dosáhnout požadovaných parametrů v plánovaných termínech. Pravděpodobnost rizika byla posouzena jako téměř nemožná, výskyt rizika je nepravděpodobný, ale lze předpokládat, že nebezpečí nemusí nastat. Význam rizika – celkové zhodnocení závažnosti rizika a pravděpodobnosti rizika byla posouzena jako zanedbatelná, lze ho přijmout. Při posuzování tohoto rizika zpracovatel žádosti vycházel z předpokladu, že financování provozu science centre více než 40 % provozních výdajů bude hrazeno z tržeb ze vstupného, provozní ztráta potom z rozpočtu JMK a statutárního města Brna, které se v rámci smlouvy o spolupráci zavázalo finančně podílet na jeho provozu (oba subjekty ve výši 14 mil. Kč ročně, a to po dobu udržitelnosti projektu). Hlavní část příjmů science centre bude tedy tvořit dotace z veřejných rozpočtů. Další význačnou, ale nejistou část příjmů, pak tržby ze vstupného (40 %), granty a sponzoring (9,1 %).

Lze očekávat, že během udržitelnosti projektu dojde ke zdražení ceny energií, pojištění, služeb, spotřebního materiálu, zvýší se mzdové náklady a v prvních letech provozu se science centre nepodaří získat granty a sponzoring v předpokládané výši. V případě, že se nepodaří udržet stálý počet návštěvníků, kteří budou ochotni zaplatit i vyšší vstupné, nebo zvyšovat jejich počet, bude nucen provozní ztrátu hradit ze svých rozpočtů JMK, popř. statutární město Brno, případně bude omezena obnova exponátů, která je plánována na každé tři roky. Tím ovšem klesne zájem návštěvníků a primární funkce science centre o předávání nejnovějších poznatků vědy a výzkumu veřejnosti bude narušena. Takové riziko nelze označit za zanedbatelné.

Závažnost rizika definovaného zpracovatelem žádosti „nedostatečný zájem ze strany cílových skupin“ byla posouzena jako významná, riziko může narušit vývoj projektu, ale správným řízením je možné dosáhnout požadovaných parametrů v plánovaných termínech. Pravděpodobnost rizika byla posouzena jako téměř nemožná, výskyt rizika je nepravděpodobný, ale lze předpokládat, že nebezpečí nemusí nastat. Význam rizika – celkové zhodnocení závažnosti rizika a pravděpodobnosti rizika byla posouzena jako přijatelná, lze ho přijmout, ale je nutno věnovat zvýšenou pozornost vývoji situace. Zpracovatel projektové žádosti počítá s roční návštěvností 200 000 návštěvníků, přičemž spoléhá na zajištění kvalitní propagace projektu již ve fázi realizace a následný skvělý marketingový plán pro provozní fázi.

Vzhledem k tomu, že v České republice v současné době již existují dvě podobná centra a v rámci OP VaVpI se počítá s vybudováním minimálně dalších dvou center, je to velmi optimistická prognóza. Navíc stejná zařízení jsou ve Vídni, Wolfsburgu, Hamburku a ve Varšavě. Spádově se tedy tyto oblasti značně překrývají a mnohý potencionální návštěvník navštíví raději již zavedená science centre nebo ta, která má nejblíže svému bydlišti.

V případě, že ze strany dětí a mládeže (organizované i individuální), rodin s dětmi, rodičů a široké veřejnosti bude o Moravian Science Centre Brno zájem minimální, nebude naplněn základní princip projektu, tzn. zpřístupnit výsledky vědy a výzkumu co nejširšímu počtu zájemců, a to populární a zajímavou formou, umožnit návštěvníkům vlastníma rukama realizovat, na vlastní oči vidět a na vlastní kůži zažít experimenty s rozličnými přírodními jevy. V neposlední řadě nebudou science centru vznikat příjmy ze vstupného a projekt jako takový se stane nefinancovatelným.

Další rizika projektu

V souvislosti s vývojem projektu byla do analýzy zařazena i rizika, která jsou neméně významná. Pro posouzení jejich závažnosti, výskytu pravděpodobnosti a významu byla použita stejná metoda, kterou použil zpracovatel žádosti.

■ **Stabilita politické scény**. Při posuzování tohoto rizika lze vycházet z předpokladu, že vítěz posledních parlamentních voleb si bude vědom toho, že čerpání peněz ze strukturálních fondů EU je prioritou a dobře fungující systém řízení OP VaVpI není třeba měnit. Tento předpoklad se ukázal jako mylný. Proto je toto riziko nyní považováno za velmi významné, může zásadně změnit vývoj projektu, případně ho pozastavit, vyžaduje opatření, aby bylo dosaženo požadovaných parametrů v plánovaných termínech; s pravděpodobností výskytu běžně možné, pravděpodobně se vyskytne několikrát, lze očekávat, že nebezpečí nastane několikrát a významem rizika – celkovým zhodnocením závažnosti rizika a pravděpodobnosti rizika jako nežádoucím, smí být přijato tehdy, je-li eliminace rizika prakticky nedosažitelná či neúměrně nákladná.

Díky nestabilitě politické scény a následným personálním změnám na MŠMT bylo hodnocení projektů téměř zastaveno, byl změněn přístup k žadatelům včetně systému předávání informací a řízení projektů VaVpI. Důsledkem těchto změn bylo vydání rozhodnutí o poskytnutí dotace proti očekávanému červnu 2010 až v prosinci 2011, což mělo a má negativní dopady do rozpočtu žadatele (prodloužení platnosti vydaného stavebního povolení, změna cen veškerých prací a dodávek v důsledku změny DPH a inflace, úpravy formy stavebního rozpočtu v důsledku novelizace zákona o veřejných zakázkách a zákona o účetnictví) a také dopady do rozpočtu vlastníka pavilonu (opakované sestavování finančního plánu na roky 2010, 2011 a 2012).

Z tohoto důvodu lze považovat závažnost tohoto rizika za velmi významnou, může zásadně změnit vývoj projektu, případně ho pozastavit, vyžaduje opatření, aby bylo dosaženo požadovaných parametrů v plánovaných termínech; s pravděpodobností výskytu běžně možné, tzn. že pravděpodobně se vyskytne několikrát, lze očekávat, že nebezpečí nastane několikrát a významem rizika – celkovým zhodnocením závažnosti rizika a pravděpodobnosti rizika jako nežádoucím, smí být přijato tehdy, je-li eliminace rizika prakticky nedosažitelná či neúměrně nákladná.

■ **Nedostatek finančních prostředků v přípravné části projektu**. Toto riziko je do značné míry ovlivňováno rizikem stabilita politické scény. Z důvodu vlekoucího se hodnocení projektů a následného vydání rozhodnutí o poskytnutí dotace byla prodlužována přípravná fáze projektu, kterou byl žadatel nucen předfinancovat. Původně měla být tato fáze ukončena již v roce 2010, ale pokračovala ještě v roce 2011. V důsledku toho musela být část finančních prostředků, určená k financování některých činností v realizační fázi, přesunuta do fáze přípravné (mzdy, náklady na zpracování projektové dokumentace pro provedení stavby). Došlo tak ke zvyšování nákladů, které v případě, že by byl projekt neúspěšný, by byly prohlášeny za zmařenou investici.

Díky tomu je nutné považovat toto riziko v přípravné části projektu za významné, může narušit vývoj projektu, ale správným řízením je možné dosáhnout požadovaných parametrů v plánovaných termínech; pravděpodobnost rizika výjimečně možná, výskyt rizika je nepravděpodobný, ale možný, a lze předpokládat, že nebezpečí může výjimečně nastat; význam rizika – celkové zhodnocení závažnosti rizika a pravděpodobnosti rizika byla posouzena jako přijatelná, lze ho přijmout, ale je nutno věnovat zvýšenou pozornost vývoji situace.

■ **Neschopnost sestavit kvalitní programový tým**. Toto riziko úzce souvisí s rizikem definovaným zpracovatelem žádosti jako riziko nedostatečný zájem ze strany cílových skupin. V případě, že se JMK nepodaří v rámci zaměstnanců budoucího science centre sestavit kvalitní programový tým, který by naplnil teze výzvy 1.3 – Popularizace, propagace a medializace vědy a techniky, PO3, OP VaVpI, hrozí reálné nebezpečí nesplnění jednoho ze závazných indikátorů projektu (počet návštěvníků v podpořených návštěvnických centrech a science learning centrech, kód indikátoru: 13 2110) a následné sankce s možností vrácení dotace. Závažnost tohoto rizika lze posoudit jako významnou, riziko může narušit vývoj projektu, ale správným řízením je možné dosáhnout požadovaných parametrů v plánovaných termínech. Pravděpodobnost jeho výskytu je výjimečně možná, výskyt rizika je nepravděpodobný, ale možný, a lze předpokládat, že nebezpečí může výjimečně nastat. Význam rizika – celkové zhodnocení závažnosti rizika a pravděpodobnosti rizika je nutné posoudit jako nepřípustné, musí být odstraněno.

■ **Rozpad odborného týmu** patří mezi rizika ovlivňující všechny fáze projektu. Odborný tým (v přípravné fázi projektu označovaný jako „pracovní skupina pro koncepci a obsahovou náplň" – PS KON), složený ze zástupců partnerů projektu, se při přípravě projektu významně podílel na tvorbě ideového záměru zařízení, koncepce hlavní expozice, odborné garanci jednotlivých tematických celků a obsahových kapitol, návrhu konkrétních exponátů, návrhu programu a návrhu způsobu prezentace vědy, výzkumu a vývoje v rámci science centra.

Ve fázi realizační se odborný tým bude podílet na projektu odbornou garancí a personální podporou při rozpracování jednotlivých tematických celků, obsahových kapitol a doplňkových aktivit v souladu s projektovou žádostí a podle nejnovějšího vývoje v oblasti přírodovědných a technických oborů a podporou propagace s cílem zvýšit zájem o přírodovědné a technické obory jak u veřejnosti, tak u potenciálních uchazečů o studium.

Ve fázi provozu, transformovaný ve vědeckou radu, bude využívat centrum pro zpracování závěrečných prací a pedagogických, resp. odborných praxí studentů, aktivně zapojovat studenty, zejména oborů učitelství, psychologie a pedagogiky, do jeho aktivit, spolupracovat na přípravě a realizaci speciálních seminářů/workshopů pro žáky, studenty a učitele ZŠ a SŠ, firmy i širokou veřejnost, podílet se na přípravě výcvikových aktivit pro studenty univerzit a zaměstnance science centra, organizaci diskusí s veřejností, organizaci soutěží pro žáky ZŠ a SŠ i veřejnost a vyhledávání talentů s cílem podpořit je v jejich činnosti. Vědecká rada se bude podílet i na přípravě dočasných expozic.

■ **Odstoupení partnerů od projektu**, a tím i zánik odborného týmu, lze považovat za riziko významné, které může narušit vývoj projektu, ale správným řízením je možné dosáhnout požadovaných parametrů v plánovaných termínech. Pravděpodobnost jeho výskytu je výjimečně možná, výskyt rizika je nepravděpodobný, ale možný, a lze předpokládat, že nebezpečí může výjimečně nastat. Vzhledem k podpoře projektu brněnskou akademickou sférou, především ze strany Masarykovy univerzity, lze význam rizika – celkové hodnocení závažnosti rizika a pravděpodobnosti rizika hodnotit jako zanedbatelné, toto riziko lze přijmout.

■ **Odchod klíčových členů realizačního týmu**. Ze studie proveditelnosti je zřejmé, že za realizační část projektu je odpovědná skupina šesti zaměstnanců žadatele. Jde o manažera projektového, programového, stavebního, finančního, koordinátora stavební části a koordinátora finančních toků. Jak se projekt bude blížit době, kdy budou dodávány exponáty, budou do realizačního týmu přibývat další členové (manažer expozice, provozní manažer, asistentky, popularizátoři vědy a techniky, tzv. edutaineři, průvodci, pracovníci dílen). Těchto šest zaměstnanců JMK postoupilo do realizačního týmu z pracovních skupin zřízených v přípravné fázi projektu. Pro přípravnou fázi projektu byla vytvořena řídící komise (dále jen ŘK) a tři pracovní skupiny: pracovní skupina pro koncepci a obsahovou náplň (dál jen PS KON), pracovní skupina pro finanční řízení a marketing (dále jen PS FŘM) a pracovní skupina pro stavební úpravy a rekonstrukce (dále jen PS SÚR), přičemž do ŘK byli nominováni zástupci JMK, SMB a partnerů projektu. Členy PS KON jsou jen zástupci partnerů projektu, vedoucím skupiny je zaměstnanec JMK. Členy PS FŘM a PS SÚR jsou zástupci SMB a JMK, a stáli tedy u zrodu tohoto projektu. Ze studie proveditelnosti je také zřejmé, že odpovědnost za aktivity na projektu jim vymezená je úzce specifická a odchod kteréhokoli člena týmu by vedl minimálně k dlouhodobému ochromení průběhu projektu.

Proto lze považovat riziko odchod klíčových členů realizačního týmu za významné, může narušit vývoj projektu, ale správným řízením je možné dosáhnout požadovaných parametrů v plánovaných termínech; pravděpodobnost rizika za běžně možné (vzhledem k tomu, že jde o osoby), pravděpodobně se vyskytne několikrát, lze očekávat, že nebezpečí nastane několikrát; význam rizika – celkové zhodnocení závažnosti rizika a pravděpodobnosti rizika byla posouzena jako přijatelná, lze ho přijmout, ale je nutno věnovat zvýšenou pozornost vývoji situace.

*Tab. 5. Analýza rizik**

Druh rizika	Závažnost rizika	Pravděpodobnost rizika	Význam rizika	Eliminace rizika	Odpovědnost za vyhodnocení rizik
TECHNICKÁ A STAVEBNÍ RIZIKA					
nedostatky v projektové dokumentaci	velmi významné	výjimečně možné	přijatelné	S ohledem na zkušenosti (reference) projektové kanceláře je riziko nedostatků v projektové dokumentaci minimální; zcela vyloučit jej lze v realizační fázi za spolupráce stavebního dozoru a projektanta stavby. V ideálním případě provádět průzkum.	stavební dozor investora ve spolupráci se stavebním manažerem projektu a koordinátorem stavební části
dodavatelská rizika: neschopnost dodat exponáty	drobné	výjimečně možné	přijatelné	Nastavením vhodných zadávacích kritérií (požadavky na design, materiál, funkci apod.) lze do značné míry omezit dodavatelská rizika.	stavební manažer ve spolupráci s programovým manažerem a projektovým manažerem
provozní rizika: nespolehlivost exponátů, drahý provoz	drobné	výjimečně možné	přijatelné	Riziko lze minimalizovat zaškolením edutainerů a zaměstnáním zkušených strojních inženýrů a techniků, kteří budou provádět pravidelnou prohlídku, údržbu a drobné opravy exponátů.	projektový manažer ve spolupráci s provozním manažerem
FINANČNÍ RIZIKA					
nedostatek finančních prostředků pro realizaci projektu	významné	výjimečně možné	přijatelné	Riziko je prakticky zanedbatelné, jelikož projekt bude realizován dle sestaveného rozpočtu, který je určující pro zabezpečení finančních prostředků. Plán předfinancování je schválen zastupitelstvem Jihomoravského kraje.	projektový manažer ve spolupráci s finančním manažerem
nedostatek finančních prostředků v provozní fázi projektu	velmi významné	běžně možné	přijatelné	Pro řízení tohoto rizika je počítáno částečně s financováním z veřejných prostředků JMK a města Brna, částečně s vlastními příjmy z provozu MSCB.	projektový manažer ve spolupráci s finančním a programovým manažerem
nedostatek finančních prostředků v přípravné fázi projektu	významné	výjimečně možné	přijatelné	Přípravná fáze projektu je kompletně předfinancovávána z rozpočtu JMK.	projektový manažer ve spolupráci s finančním manažerem
ORGANIZAČNÍ A PROVOZNÍ RIZIKA					
nedostatečný zájem ze strany cílových skupin	velmi významné	běžně možné	nepřípustné	Zájem cílových skupin a očekávaná poptávka projektu je řešena v marketingové analýze zpracované pro účel MSCB Univerzitou Tomáše Bati ve Zlíně, Fakultou multimediálních médií a také ve studii proveditelnosti, a to na základě relevantních statistických úda	projektový manažer ve spolupráci s programovým manažerem
neschopnost sestavit kvalitní programový tým	významné	výjimečně možné	nepřípustné	Pečlivým výběrem členů týmu, např. prostřednictvím personální agentury, poskytnutím kvalitního pracovního zázemí, adekvátního finančního ohodnocení a velké dávky osobního nadšení pro tuto ryze specifickou práci, je možné dosáhnout požadovaného výsledku.	projektový manažer, programový manažer
rozpad odborného týmu	významné	výjimečně možné	zanedbatelné	Vzhledem k poměrně velkému počtu partnerů projektu, a především velmi významné angažovanosti Masarykovy univerzity a záměru zpracovávat v science centru závěrečné práce a pořádat zde pedagogické, resp. odborné praxe studentů, aktivně zapojovat studenty, z	projektový manažer, programový manažer
odchod klíčových členů realizačního týmu	významné	běžně možné	přijatelné	S ohledem na skutečnost, že jde o dlouhodobé zaměstnance JMK, je pravděpodobné, že v případě správné motivace zůstanou členy projektového týmu až do úspěšného ukončení projektu.	projektový manažer

PRÁVNÍ RIZIKA					
nevyřešené vlastnické vztahy k místu realizace projektu	nepřijatelné	běžně možné	nežádoucí	Jelikož místo realizace projektu – pavilon D areálu BVV – není ve vlastnictví žadatele projektu, určitá míra rizika zde existuje. V současné době má však žadatel – Jihomoravský kraj – s BVV uzavřenou předkupní smlouvu, která mu zaručuje, že budovu pavilon	projektový manažer
stabilita politické scény	velmi významné	běžně možné	nežádoucí	Žadatel musí flexibilně reagovat na změny politické situace.	projektový manažer
hospodářská krize	velmi významné	běžně možné	nežádoucí	Žadatel musí flexibilně reagovat na případnou hospodářskou krizi a mít k dispozici krizové řešení.	projektový manažer
změna sazby DPH	velmi významné	běžně možné	nežádoucí	Žadatel musí flexibilně reagovat na změny DPH. Musí případně počítat s navýšením ceny projektu.	projektový manažer ve spolupráci s finančním manažerem
změna zákona o veřejných zakázkách	velmi významné	běžně možné	nežádoucí	Žadatel musí flexibilně reagovat na změnu zákona o VZ, přepracovat harmonogram projektu, případně zahrnout do rozpočtu žadatele neočekávané výdaje na zástupce zadavatele u složitých VZ.	projektový manažer ve spolupráci se stavebním manažerem

* červeně je označena změna rizik navržených zpracovatelem žádosti a rizika nově přidaná

■ **Dodavatelská rizika – neschopnost dodat exponáty/prototypy**. Zadáním veřejné zakázky na výběr dodavatele expozice a exponátů podle již zpracované projektové dokumentace expozice a dílenské dokumentace jednotlivých exponátů může vyvstat riziko nemožnosti požadované exponáty vyrobit. Na vině může být jejich jedinečnost, ať už materiálová, tvarová, uživatelská, didaktická, nebo nemusí splňovat účel, tzn. prezentovat daný přírodní nebo technický jev v požadované podobě a formě. Pokud půjde o exponát nezávazný (součástí každé expozice budou exponáty závazné neboli stěžejní, na jejichž umístění a dodání JMK trvá) a v minimálním počtu, bude se hledat náhradní řešení. U stěžejních exponátů, jakým má být např. průchozí lidské srdce, a u jejich většího počtu, kdy žadatel bude již v časové tísni, může mít tento problém vliv na krácení lhůty vymezené pro zkušební provoz, přičemž ze zkušeností ze zahraničních center vyplývá, že i nezničitelné exponáty (ač byly neurvale testovány dospělými) nevydrží nápor dětských návštěvníků a po několika dnech provozu musí být opravovány, mnohdy dokonce vráceny výrobci.

Závažnost tomuto riziku lze přisoudit drobnou, nepodstatně naruší vývoj projektu, operativním řízením projektu lze obnovit plánovaný vývoj; pravděpodobnost výskytu rizika je výjimečně možná, výskyt rizika je nepravděpodobný, ale možný, a lze předpokládat, že nebezpečí může výjimečně nastat; význam rizika – celkové zhodnocení závažnosti rizika a pravděpodobnosti rizika byla posouzena jako přijatelná, lze ho přijmout, ale je nutno věnovat zvýšenou pozornost vývoji situace.

■ **Provozní rizika – nespolehlivost exponátů, drahý provoz, opravy, údržba**. Toto riziko souvisí s riziky nedostatek finančních prostředků v provozní fázi projektu, nedostatečný zájem cílových skupin a dodavatelská rizika. Jestliže výrobce dodá JMK exponáty, které budou poruchové, náročné na opravu a údržbu, případně energeticky náročné, nebude JMK schopen zajistit jejich efektivní využívání a jejich pořízení bude pro něho ztrátové. To se odrazí ve zvýšení provozních výdajů a snížené návštěvnosti, zvláště pokud půjde o stěžejní exponáty science centra, které by měly být lákadlem pro návštěvníky a bude na nich založena jeho propagace.

Toto riziko lze považovat z hlediska závažnosti za drobné, nepodstatně naruší vývoj projektu, operativním řízením lze obnovit plánovaný vývoj; pravděpodobnost výskytu rizika je výjimečně možná, výskyt rizika je nepravděpodobný, ale možný, a lze předpokládat, že nebezpečí může výjimečně nastat; význam rizika – celkové hodnocení závažnosti rizika a pravděpodobnosti rizika bylo posouzeno jako přijatelné, lze ho přijmout, ale je nutno věnovat zvýšenou pozornost vývoji situace.

■ **Hospodářská krize**. Pokud nastane, nelze jej v žádném případě ovlivnit, zasáhne celou společnost; jde o riziko systematické. V případě, že by se opakovala v době realizace projektu, nelze predikovat, zda by došlo ke zdražení cen energií (ropy, elektřiny, plynu), a tím i stavebních hmot a služeb, nebo naopak by klesla kupní síla obyvatelstva. V této době by JMK byl vázán smlouvou o dílo s dodavatelem stavby a jediné navýšení ceny díla, které by bylo přípustné, by bylo z důvodu navýšení DPH. Jiná situace by nastala v období provozování science centra, kdy v případě vzrůstu cen energií a současném poklesu kupní síly obyvatelstva by vzrostly jeho provozní náklady a klesly tržby ze vstupného. V důsledku toho by enormně vzrostl požadavek na zajištění provozní ztráty z rozpočtu JMK, případně z rozpočtu SMB.

Z tohoto důvodu lze považovat závažnost tohoto rizika za velmi významnou, může zásadně změnit vývoj projektu, případně ho pozastavit, vyžaduje opatření k tomu, aby bylo dosaženo požadovaných parametrů v plánovaných termínech; s pravděpodobností výskytu běžně možné, pravděpodobně se vyskytne několikrát, lze očekávat že nebezpečí nastane několikrát a významem rizika – celkovým hodnocením závažnosti rizika a pravděpodobnosti rizika jako nežádoucím, smí být přijato tehdy, je-li eliminace rizika prakticky nedosažitelná či neúměrně nákladná.