



1 2011
ročník XI

**Vysoká škola báňská -
Technická univerzita Ostrava**

SBORNÍK
vědeckých prací Vysoké školy báňské -
Technické univerzity Ostrava
Řada stavební

TRANSACTIONS
of the VŠB - Technical University
of Ostrava
Civil Engineering Series



1 2011
ročník XI

**Vysoká škola báňská -
Technická univerzita Ostrava**

SBORNÍK
vědeckých prací Vysoké školy báňské -
Technické univerzity Ostrava
Řada stavební

TRANSACTIONS
of the VŠB - Technical University
of Ostrava
Civil Engineering Series

ISSN 1213-1962

ČAJKA Radim, KŘIVÝ Vít, SEKANINA David NÁVRH A VÝVOJ ZKUŠEBNÍHO ZAŘÍZENÍ PRO EXPERIMENTÁLNÍ MĚŘENÍ ZÁKLADOVÝCH DESEK NA PODLOŽÍ.....	1
ČAJKA Radim, MATEČKOVÁ Pavlína STUDIE POŽÁRNÍ ODOLNOSTI ŽELEZOBETONOVÉ DESKY	7
KŘIVÝ Vít VÝPOČET KOROZNÍCH PŘÍDAVKŮ NA MOSTNÍCH KONSTRUKCÍCH Z PATINUJÍCÍCH OCELI.....	13
LOKAJ Antonín, AGEL Petr, VAVRUŠOVÁ Kristýna LABORATORNÍ TESTOVÁNÍ SPOJŮ KOLÍKOVÉHO TYPU V CEMENTOŠTĚPKOVÝCH DESKÁCH VELOX	23
STARÁ Marie VÝPOČET POŽÁRNÍ ODOLNOSTI TLAČENÉHO OCELOBETONOVÉHO SLOUPU	29
DŽANAJ Martin PASPORTNÍ EVIDENCE ŽELEZNIČNÍHO SVRŠKU V ČESKÉ REPUBLICE A NÁVRH ZÁSAD JEHO MODERNIZACE	33
FERKO Martin, ČESELSKÝ Jan SLEDOVÁNÍ ROZDÍLŮ V DOSTUPNOSTI BYDLENÍ ALGORITMOVANÝMI METODAMI.....	41
PACLOVÁ Hana OSUD TECHNICKÝCH PAMÁTEK ZAMĚŘENÝCH NA TĚŽBU UHLÍ V OSTRAVĚ.....	49
ZELINKOVÁ Jana ÚČINNOST ZAVEDENÍ MĚSTSKÉHO MÝTNÉHO SYSTÉMU S OHLEDEM NA KVALITU ŽIVOTA V CENTRU HL. MĚSTA PRAHY	57
MEC Pavel, VAVRO Martin, PTICEN František VÝVOJ A VÝZKUM VLASTNOSTÍ LEHCENÝCH VÁPENNÝCH MALT S PŘÍDAVKEM METAKAOLÍNU	65
VOJVODÍKOVÁ Barbara MIHOLA Marek APLIKACE POSTUPU PRO HODNOCENÍ OBCÍ S 500-3000 OBYVATELI NA OBCE MORAVSKOSLEZSKÉHO KRAJE	75
VOTOČEK Jan, VOJVODÍKOVÁ Barbara NÁVRH STRUKTURY DAT PRO PASPORTIZACI BROWNFIELDS SE ZAMĚŘENÍM NA MALÉ OBCE	83
MAREK Roman, HRUBEŠOVÁ Eva, SEDLÁČEK Milan ANALÝZA STABILITY SVAHU POTOKU VÝŠINA V ORLOVÉ	89
PETŘÍK Tomáš, STOLÁRIK Martin EXPERIMENTÁLNÍ MĚŘENÍ A NUMERICKÝ MODEL DYNAMICKÝCH ÚČINKŮ VIBRAČNÍHO VÁLCE.....	97
SEDLÁČEK Milan, MAREK Roman ZAJIŠTĚNÍ STABILITY ZEMNÍHO TĚLESA V PODLOŽÍ SILNICE II/469 V OBCI DĚHYLOV	103

VOJTASÍK Karel, HRUBEŠOVÁ Eva, MOHYLA Marek, STAŇKOVÁ Jana ZÁVISLOST MODULU PRUŽNOSTI A PŘEROZDĚLOVACÍCH NAPĚŤOVÝCH KOEFIČIENTŮ OCELOBETONOVÉHO PRŮŘEZU NA ROZLOŽENÍ OCELOVÝCH PRVKŮ V PRŮŘEZU	109
ČMIEL Filip, FABIAN Radek VYLEPŠENÍ TEPELNĚ TECHNICKÝCH VLASTNOSTÍ OBVODOVÝCH KONSTRUKCÍ VÝCHOVNÉHO ÚSTAVU VE FRÝDKU MÍSTKU	115
HALÍŘOVÁ Marcela OPTIMALIZACE VÝBĚRU SKLADBY MATERIÁLŮ PRO NENOSNÉ STĚNY VE STAVEBNÍCH OBJEKTECH	123
RYKALOVÁ Eva, FABIAN Radek BEZPEČNOSTNÍ SKLO NA ZASTÁVKÁCH MHD	131
SOLAŘ Jaroslav OCHRANA PODZEMNÍCH LINIOVÝCH STAVEB PROTI PRONIKÁNÍ METANU Z PODLOŽÍ	139
ŠMÍRA Pavel, ŠTĚPÁNEK Jan TERMOSANACE A JEJÍ PRAKTICKÉ VYUŽITÍ NA PŘÍKLADĚ HORNÍHO KOSTELA VE VELKÉ LHOTĚ U DAČIC	149
AUGUSINKOVÁ Lucie, SLOVÁKOVÁ Eva, ŠEŠULKOVÁ Lenka ZÁMEK V ODRÁCH - VIZUALIZACE ZANIKLÉ PAMÁTKY	159
FROLÍKOVÁ Klára MIGRACE, DOSAŽITELNOST VLASTNÍHO BYDLENÍ A PROSTOROVÉ NÁROKY NA BYDLENÍ	167
CIHLÁŘOVÁ Denisa, SEIDLER Tomáš NÁVRH MONITOROVACÍHO SYSTÉMU PO DOKONČENÍ VÝSTAVBY	177
KŘIVDA Vladislav ANALÝZA KONFLIKTNÍCH SITUACÍ NA PĚTIRAMENNÉ OKRUŽNÍ KŘÍŽOVATCE V KOLÍNĚ	187
MAHDALOVÁ Ivana ZÁSADY BEZPEČNÉHO NÁVRHU OKRUŽNÍ KŘÍŽOVATKY	197
KONEČNÝ Petr, BROŽOVSKÝ Jiří, GHOSH Pratanu MODELOVÁNÍ VLIVU CHLORIDŮ NA VZNIK TRHLIN V ŽELEZOBETONU PROGRAMEM KOROZEENECK	205
KREJSA Martin, TOMICA Vladimír STANOVENÍ SYSTÉMU PROHLÍDEK KONSTRUKCÍ NAMÁHANÝCH NA ÚNAVU ...	213
LAUSOVÁ Lenka MEZNÍ ÚNOSNOST OCELOVÉHO NOSNÍKU ZA POŽÁRU	223
RANDÝSKOVÁ Lenka, JANAS Petr NELINEÁRNÍ ŘEŠENÍ OCELOVÉ OBLOUKOVÉ VÝZTUŽE PŘI EXISTENCI PASIVNÍCH SIL	229
SUCHARDA Oldřich, BROŽOVSKÝ Jiří PRUŽNOPLASTICKÉ MODELOVÁNÍ ŽELEZOBETONOVÉHO NOSNÍKU: IMPLEMENTACE A SROVNÁNÍ S EXPERIMENTEM	237

BURŠOVÁ Michaela, SKOTNICOVÁ Iveta, GALDA Zdeněk, TYMOVÁ Petra TEPELNĚ TECHNICKÉ PARAMETRY STAVEB V LETNÍM OBDOBÍ	245
LABUDEK Jiří, MICHNOVÁ Lenka EMPIRICKÝ NÁSTROJ PRO PŘEDBĚŽNÝ NÁVRH POTŘEBNÉ PLOCHY OKNA NA SPLNĚNÍ NORMOVÝCH POŽADAVKŮ PRO VNITŘNÍ OSVĚTLENÍ OBYTNÝCH MÍSTNOSTÍ.....	255
MARTÍNÍK Lubomír VYUŽITÍ KOGENERAČNÍ JEDNOTKY PRO OHŘEV TEPLÉ VODY A VÝROBU ELEKTRICKÉ ENERGIE V PANELOVÉM DOMĚ P1.13	263
TYMOVÁ Petra EKONOMICKÉ VYHODNOCENÍ PROVOZU TEPELNÝCH ČERPADEL V AREÁLU ŠKOLY	269
HORYL Petr POČÍTAČOVÉ MODELOVÁNÍ EXPLOZNÍ ODOLNOSTI ZÁSOBNÍKU UHLÍ	279
PODEŠVA Jiří, MARKOPOULOS Alexandros NELINEÁRNÍ OHYB DŮLNÍ VÝZTUŽE S VLIVEM KROUCENÍ.....	289
SEITL Stanislav, VESELÝ Václav, ŘOUTIL Ladislav ANALÝZA VLIVU PROPORCÍ VÁLCOVÉHO ZKUŠEBNÍHO TĚLESA NA LOMOVÉ PARAMETRY PŘI ZKOUŠCE KLÍNOVÝM ŠTÍPÁNÍM	299
ŠEJNOHA Jiří, NOVOTNÁ Eva, ŠPAČKOVÁ Olga PRAGMATICKÉ MODEL Y SELHÁNÍ STAVEB V NADLOŽÍ TUNELŮ	309

Radim ČAJKA¹, Vít KŘIVÝ², David SEKANINA³

**NÁVRH A VÝVOJ ZKUŠEBNÍHO ZAŘÍZENÍ PRO EXPERIMENTÁLNÍ MĚŘENÍ
ZÁKLADOVÝCH DESEK NA PODLOŽÍ**

**DESIGN AND DEVELOPMENT OF TESTING DEVICE FOR EXPERIMENTAL
MEASUREMENTS OF FOUNDATION SLABS ON THE SUBSOIL**

Abstrakt

Článek pojednává o technickém řešení a výstavbě zkušebního zařízení, tzv. standu, pro experimentální měření přetvoření a napjatosti základových konstrukcí na podloží. Podrobně je popsán navržený konstrukční systém, analýza vnitřních sil a rozsah možného zatížení při experimentálních zkouškách. Výstavba zkušebního standu v areálu Fakulty stavební VŠB-TU Ostrava byla realizována v roce 2010 a v závěru roku bylo zařízení připraveno k zahájení experimentálních zkoušek.

Klíčová slova

Zkušební zařízení, interakce, podloží, základ, statická zatěžovací zkouška.

Abstract

The paper deals with technical solutions and erection of the testing stand designed for experimental measurements of deformations and state of stress of foundation structures placed on the subsoil. The designed structural system, the analysis of internal forces and the range of maximal loading during experiments are described in detail. The erection of the testing stand was realized in 2010 at the area of Faculty of Civil Engineering, VSB-TU Ostrava. The testing stand was ready to begin the experiments at the end of 2010.

Keywords

Test Equipment, Interaction, Subsoil, Foundation, Static Load Test.

1 ÚVOD

V předkládaném článku je popsáno nově navržené zkušební zařízení, které bude sloužit nejen pro statickou zatěžovací zkoušku podloží, v souladu s normou ČSN 73 6190, ale také pro další experimenty zabývající se studiem napětově deformačních vztahů na rozmezí mezi základem a vyšetřovaným podložím. Navržené zkušební zařízení musí být dostatečně univerzální s ohledem na značnou variabilitu plánovaných experimentálních zkoušek.

¹ Prof. Ing. Radim Čajka, CSc., Katedra konstrukcí, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, VŠB - Technická univerzita Ostrava, Fakulta stavební (FAST), Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 344, e-mail: radim.cajka@vsb.cz.

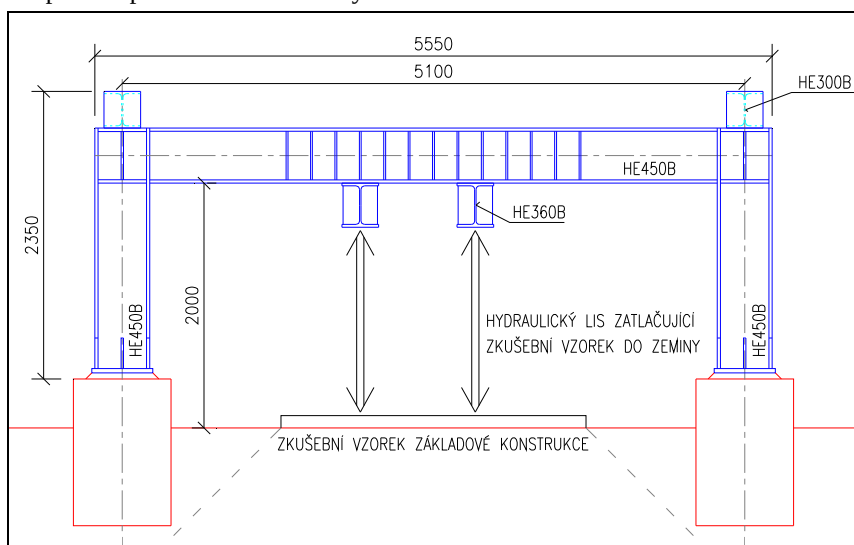
² Ing. Vít Křivý, Ph.D., Katedra konstrukcí, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, VŠB - Technická univerzita Ostrava, Fakulta stavební (FAST), Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 363, e-mail: vit.krivy@vsb.cz.

³ Ing. David Sekanina, Ph.D., Katedra konstrukcí, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, VŠB - Technická univerzita Ostrava, Fakulta stavební (FAST), Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 363, e-mail: david.sekanina@vsb.cz.

Hlavním požadavkem kladeným na zkušební zařízení je vytvoření dostatečně únosné a tuhé opěry pro lis, kterým bude vyvíjen tlak na zkoušené vzorky. Zařízení musí rovněž umožnit vyvození tlaku na zkušební těleso v libovolném místě zkušebního prostoru, popřípadě ve více místech současně. Návrh konstrukce byl proveden s ohledem na limitní zatěžovací případ, kdy je požadováno vyvození kontaktního napětí až 150 kPa pod železobetonovým základem o maximálních rozměrech 2500 × 2500 mm, viz obr. 5. Tato hodnota napětí bývá ve stavební praxi běžně dosahována v základových spárách staveb. Aby bylo možno dosáhnout potřebného napětí v kontaktní s podloží, je nutno vyvinout sílu pomocí hydraulických lisů zhruba $F_k = 940$ kN (94 t). Na tuto sílu umístěnou v nejvíce kritických polohách zkušebního prostoru je navržena ocelová konstrukce, prvky kotvení a základové pásy včetně mikropilot. Návrh byl proveden v souladu s platnými evropskými normami pro navrhování stavebních konstrukcí.

2 POPIS KONSTRUKCE

Konstrukci zkušebního zařízení tvoří dva hlavní rámy, viz obr. 1. Na těchto rámech jsou zespodu umístěny příčníky, které je možno rektifikovat z důvodu variability umístění zatěžovacích lisů. Rám je ukotven pomocí kotevních šroubů s T-hlavou do ocelového roštu umístěného v základových železobetonových pásch. Vzhledem k rozměrům základových železobetonových pásů není možno zajistit dostatečnou protiváhu pro předpokládané měření. Celková hmotnost základových pásů je zhruba 216 kN (21,6 t) a ocelové konstrukce 69 kN (6,9 t), což je cca 30 % z celkové požadované reakce. Z důvodu nedostatečné celkové vlastní tíhy konstrukce je potřeba ukotvení tohoto celku do podloží. Pro ukotvení byla navržena sestava mikropilot s uvažovanými délkami kořene 4 m. Mikropiloty jsou přivařeny ke kotevnímu roštu z důvodu velkých tahových napětí, které by nebylo možno přenést pomocí betonářské výztuže.



Obr. 1: Řez zkušebním zařízením

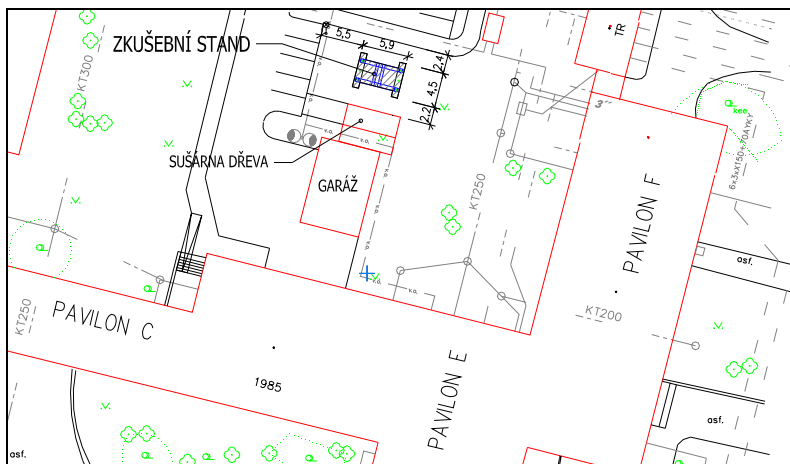
Z důvodu hloubkového založení byla vybrána plocha, která není dotčena inženýrskými sítěmi. Objekt se bude nacházet ve vzdálenosti 2,2 m od sušárny dřeva a 2,4 m od okraje parkoviště. Umístění v areálu FAST VŠB – TU Ostrava je patrné z obr. 2.

2.1 Geologické poměry

Jako podklad sloužila závěrečná zpráva OSTRAVA PUSTKOVEC – přístavba FAS TU VŠB (K-GEO, s.r.o., Ing. Luděk Kovář, Ph.D., 03/2006). Závěrečná zpráva konstatuje, že se jedná o jednoduché základové poměry, tedy vrstvy jsou uloženy téměř vodorovně.

Předkvarterní podklad zájmového území je tvořen sprašovými hlínami převážně tuhé konzistence třídy F6 CI (CL) o mocnosti do 5,0 m. Následuje přibližně 2,0 m mocná vrstva tuhých

glacigenních hlín třídy F6 CI (CL), pod kterými se nachází uhlé glacienní písky o mocnosti přibližně 3,0 m třídy S3 (S-F) a dále cca 5,0 m mocná vrstva uhlých písčitých štěrků třídy G3. Pod vrstvou štěrků pokračují uhlé písky třídy S2.

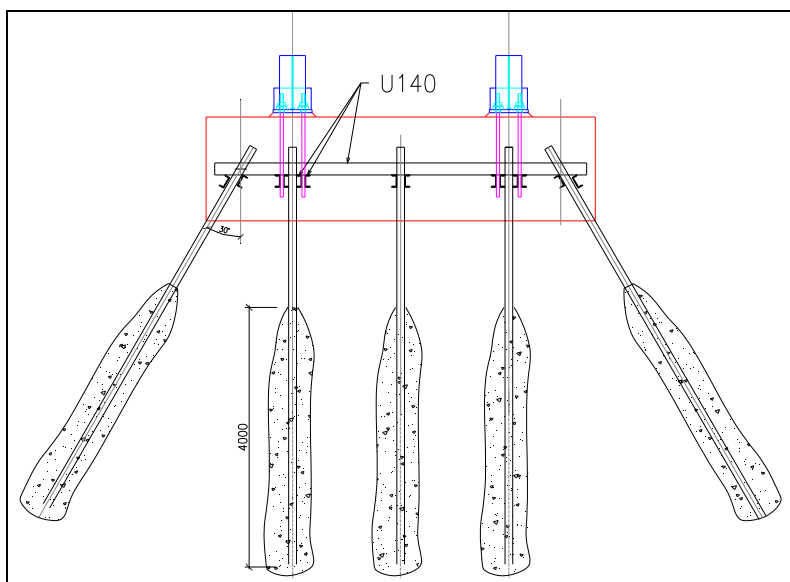


Obr. 2: Poloha navrženého měřicího zařízení

2.2 Základové konstrukce a kotvení do podloží pomocí mikropilot

Z důvodu již zmíněných tahových sil bylo nutno ukotvit danou konstrukci do podloží. Ve výkopu základových pásů byly provedeny pomocí vrtné soupravy vrty pro mikropiloty délky přibližně 5 m. Do vrtů byla jako výztuž mikropiloty osazena ocelová trubka 89/10 mm. Rozmístění mikropilot je patrné z obr. 3. Dále bylo provedeno kotvení ocelové konstrukce pomocí ocelového roštu z profilů U140. Detaily kotvení jsou zřejmé z obr. 3 a 4.

Do vyztužených vrtů pro mikropiloty byla provedena nízkotlaká zálivka cementovou směsí v poměru $c:v = 2:1$. Byl použit cement struskoportlanský 32,5R. Po zatuhnutí zálivky byla provedena vysokotlaká injektáž tlakem 2,5 MPa stejnou cementovou směsí jako pro nízkotlakou zálivku.



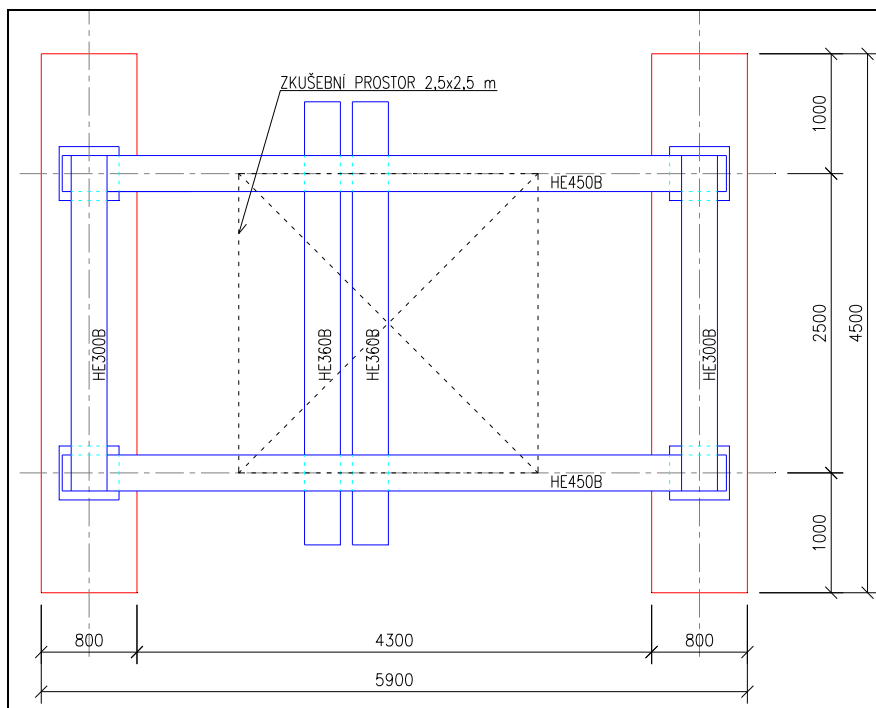
Obr. 3: Základový pás s pilotami a kotevním roštem



Obr. 4: Detail provedení základového pásu, kotevního roštu a mikropilot

2.3 Ocelová konstrukce

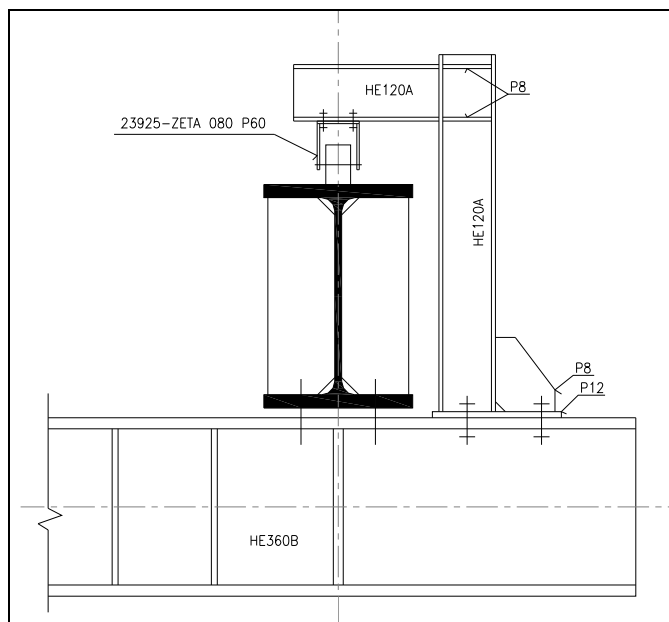
Nosná ocelová konstrukce je tvořena dvěma kloubově uloženými rámy vysokými 1825 mm s délkou příčle 5100 mm (osové vzdálenosti). Rámy jsou od sebe vzdáleny 2500 mm, viz obr. 5. Sloupy i příčle rámu jsou navrženy z profilů HE450B. Proti vybočení z roviny jsou rámy zajištěny pomocí rámových ztužidel, která jsou tvořena sloupy rámu a příčlím z HE300B. Jednotlivé prvky jsou momentově připojeny v oblasti rámových rohů pomocí vysokopevnostních šroubů. Jednodušší příhradové zavětrování nebylo zvoleno z důvodu umožnění přístupu ke zkušebnímu prostoru ze všech stran zkušebního zařízení.



Obr. 5: Půdorys navrženého standu

Při vyvozování zatížení se hydraulický lis opírá o příčný nosník z HE360B, který je pomocí šroubového spoje uchycen k dolním pásnicím příčlí rámu. Vzhledem k velkému lokálnímu zatížení příčného nosníku a následně také příčlí rámu bylo nezbytné tyto prvky vyztužit pomocí příčných výztuh. Vzdálenost příčných výztuh je volena 200 mm, v těchto roztečích je možné na zatěžovacím prostoru 2500×2500 volit místo působení hydraulického lisu.

Vzhledem k tomu, že příčný nosník délky 3700 mm navržený z profilu HE360B váží přibližně 640 kg a manipulace s takto těžkým prvkem by byla pro obslužný personál velmi náročná a potencionálně nebezpečná, bylo navrženo jednoduché zařízení, které umožní snadnou manipulaci s příčným nosníkem, viz obr. 6. Manipulace je umožněna pomocí dvou odnímatelných konzol z profilů HE120A momentově uložených na horní pásnici příčného nosníku. Konzoly jsou na převislé části opatřeny koly umožňujícími posuv po horních pásnicích příčlí rámu. Hmotnost odnímatelných konzol je 27 kg.



Obr. 6: Rámový roh, uložení ztužujícího příčníku

Kotvení konstrukce do betonového základu je dimenzováno na návrhovou tahovou sílu ve sloupu 937 kN. Patka je navržena jako kloubová se čtyřmi kotevními šrouby M36x3 z oceli S355 opatřenými na konci T hlavou opřenou do ocelového roštu, který je součástí základových pásů. Vyztužený patní plech je navržen o tloušťce 35 mm, výška podlití je 50 mm. Otvory v patním plechu umožňují vůli v osazení kotevních šroubů ± 10 mm (předpokládá se přesné osazení šroubů před betonáží jejich přivařením ke kotevnímu roštu). Šrouby v části nad patním plechem jsou chráněny krytkami.

Celková hmotnost ocelové konstrukce (bez základového roštu) je 6434 kg. Všechny ocelové prvky jsou navrženy z oceli S355J0, pozinkované šrouby z materiálu pevnostní třídy 8.8. Konstrukce je opatřena nátěrem v souladu s normou ČSN EN ISO 12944-3 pro stupeň korozní agresivity C3. Ocelová konstrukce je navržena a vyrobena pro třídu provedení EXC2 podle normy ČSN EN 1090-2. Výsledné provedení konstrukce je patrné z obr. 7.

3 KONCEPCE EXPERIMENTŮ

Návrh zkušebního standu byl původně koncipován pro potřeby statické zatěžovací zkoušky, kde se předpokládalo maximální zatížení lisem 37 kN. Po následné úpravě návrhu bude nyní možno vyvodit celkové zatížení na model základu o hodnotě až 1 MN. Zařízení je navrženo tak, aby bylo dostatečně flexibilní pro různé druhy zkoušek a poloh zatěžovacích lisů. Zařízením bude možno

zkoumat modely patek, pásů, desek a pod. Velikosti modelů základových konstrukcí budou omezeny pouze příčným rozměrem zkušebního standu a velikosti ocelové konstrukce, kde je možno provádět zatížení.



Obr. 7: Dokončená konstrukce zkušebního standu v areálu FAST VŠB-TU Ostrava

4 ZÁVĚR

Článek pojednával o technickém řešení zkušebního zařízení pro účely experimentální analýzy interakce podloží a základových konstrukcí. Zařízení je navrženo tak, aby bylo možno zkoumat různé modely základových konstrukcí v interakci s podložím, např. pásy, desky a pod. Konstrukce je navržena také s ohledem na možnost výměny zkoumaných vrstev podkladu.

PODĚKOVÁNÍ

Príspevek byl realizován za finančního příspěvku projektu MSK 2010-03-35HS pod číslem 221004 - Experimentální ověřování základových konstrukcí v interakci s podložím a Ministerstva školství, mládeže a tělovýchovy ČR, projekt 1M0579, v rámci činnosti Centra integrovaného navrhování progresivních stavebních konstrukcí CIDEAS.

LITERATURA

- [1] ČAJKA, R., KŘIVÝ, V., SEKANINA, D. *Experimentální zařízení pro zkoušky interakce základových konstrukcí a podloží*. Funkční vzorek, ev. č.: 095/24-11-2010_F.
- [2] ČSN 73 6190 *Statická zatěžovací zkouška podloží a podkladních vrstev vozovek*. ČNI, 1982.
- [3] ČSN EN ISO 12944-3 *Nátěrové hmoty - Protikorozi ochrana ocelových konstrukcí ochrannými nátěrovými systémy - Část 3: Navrhování*. ČNI, 1999.
- [4] ČSN EN 1090-2 *Provádění ocelových konstrukcí a hliníkových konstrukcí - Část 2: Technické požadavky na ocelové konstrukce*. ČNI, 2009.

Oponentní posudek vypracoval:

Prof. Ing. Josef Vičan, CSc., Žilinská univerzita v Žiline, Stavebná fakulta.

Doc. Ing. Zora Hroncová, CSc., Žilinská univerzita v Žiline, Stavebná fakulta.

Radim ČAJKA¹, Pavlína MATEČKOVÁ²

STUDIE POŽÁRNÍ ODOLNOSTI ŽELEZOBETONOVÉ DESKY

STUDY OF REINFORCED CONCRETE SLAB FIRERESISTANCE

Abstrakt

ČSN EN 1992-1-2 obsahuje následující návrhové metody: návrh podle tabulek, jednoduchá výpočetní metoda pro určité typy prvků a zpřesněné výpočetní metody pro simulaci chování konstrukčních prvků, částí konstrukce nebo celé konstrukce. Pro výpočet požární odolnosti železobetonové desky byly použity tabulkové hodnoty požární odolnosti a jednoduchá výpočetní metoda, konkrétně metoda izotermie 500. Teplotní pole je stanoveno metodou konečných prvků (Ansys) a numerickým řešením diferenciální rovnice vedení tepla (Nonstac). Vypočtené teploty jsou porovnány s teplotními profily v Příloze A ČSN EN 1992-1-2.

Klíčová slova

Požární odolnost, teplotní odezva, železobetonová deska

Abstract

Eurocode 1992-1-2 includes the following alternative design methods: detailing according to tabulated data, simplified calculating method for specific types of members and advanced calculating method for simulating the behavior of structural members, parts of structure or the entire structure. For determining the fire resistance of reinforced concrete slab structure the tabulated data and the simplified calculating method of isotherm 500 are used. Temperature distribution in concrete cross-section is determined using FEM analysis (ANSYS) and numerical solution (Nonstac) of differential equation of heat transfer. Calculated temperatures are compared with temperature profiles given in annex A of ČSN EN 1992-1-2.

Keywords

Fire resistance, heat exposure, reinforced concrete slab

1 TEPLITNÍ ODEZVA

1.1 Modelový příklad a vstupní data

V článku se analyzuje modelový příklad železobetonové desky o tloušťce 200 mm, deska je vyztužena profily 10 po 100 mm, krytí výztuže je 25 mm, vzdálenost těžiště výztuže od exponovaného povrchu je 30 mm. Deska je vyrobena z betonu C20/25 a výztuže B420B.

¹ Prof. Ing. Radim Čajka, CSc., Katedra konstrukcí, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 344, e-mail: radim.cajka@vsb.cz.

² Ing. Pavlína Matečková, Ph.D., Katedra konstrukcí, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 394, e-mail: pavlina.mateckova@vsb.cz.

Podle ČSN EN 1992-1-2 [4], dále jen Eurokódu 2, jsou tepelně technické vlastnosti betonu uvažovány jako závislé na teplotě θ . Součinitel tepelné vodivosti je dán horní (1) a dolní (2) mezi v jednotkách $\text{W}\cdot\text{m}^{-1}\cdot\text{K}^{-1}$.

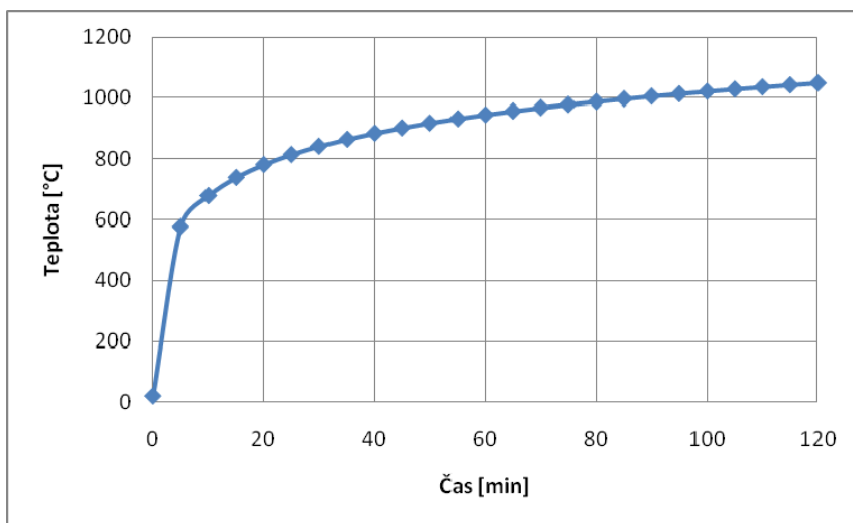
$$\lambda_c = 2,0 - 0,2451(\theta/100) + 0,0107(\theta/100)^2 \quad (1)$$

$$\lambda_c = 1,36 - 0,136(\theta/100) + 0,0057(\theta/100)^2 \quad (2)$$

Základní hodnota měrného tepla betonu je $900 \text{ kJ/kg}\cdot\text{K}$. Se vzrůstající teplotou měrné teplo betonu postupně roste až na hodnotu $1100 \text{ kJ/kg}\cdot\text{K}$. Podle Eurokódu 2 [4] lze zohlednit různou počáteční vlhkost betonu významným zvýšením měrného tepla v teplotním intervalu 100°C - 115°C . V této studii se ale uvažuje na bezpečné straně nulová počáteční vlhkost, pouze ve výpočtu pro ověření teplotních profilů se uvažuje počáteční vlhkost 1,5%.

Podle PENV verze Eurokódu 2 [3] se doporučuje uvažovat objemovou hmotnost betonu hodnotou 2300 kg/m^3 bez závislosti na teplotě. Podle Eurokódu 2 [4] je objemová hmotnost betonu dána jako funkce teploty v důsledku vypařování vody, ale bez doporučené počáteční hodnoty. Objemová hmotnost obyčejného betonu je dána také v Eurokódu 1-1-1 [1] hodnotou 2400 kg/m^3 pro prostý beton a 2500 kg/m^3 pro železobeton. Betonářská výztuž sice výslednou objemovou hmotnost ovlivňuje, ale vzhledem k lokálnímu umístění nemůže významně ovlivnit teplotní pole v průřezu. V modelovém příkladu se tedy uvažuje objemová hmotnost hodnotou 2300 kg/m^3 a 2400 kg/m^3 .

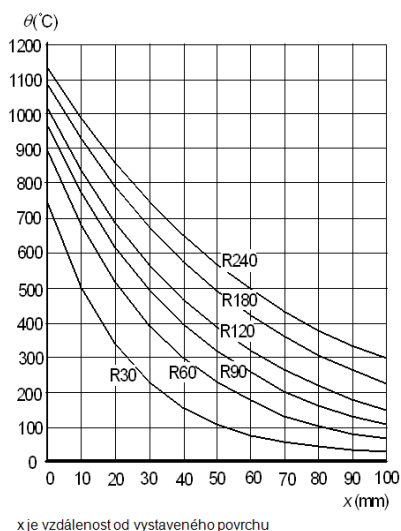
Teplota v hořícím prostoru se uvažuje podle normové teplotní křivky, viz obr. 1., přestup tepla probíhá částečně konvekcí a částečně radiací. Na straně odvrácené od požáru se uvažuje konstantní teplota 20°C . Příslušné parametry přestupu tepla jsou jednoznačně dány v ČSN EN 1991-1-2 [2].



Obr. 1: Normová teplotní křivka dle ČSN EN 1991-1-2

1.2 Teplotní profily

Nejjednodušší možnost stanovení teplot v průřezu vystavenému normovému požáru je použití teplotních profilů podle přílohy A ČSN EN 1992-1-2 [4], viz obr. 2. Teplotní profily byly stanoveny pro dolní mez součinitele tepelné vodivosti, počáteční objemovou hmotnost $2300 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$ a počáteční vlhkost 1,5 %. V Příloze A Eurokódu 2 jsou uvedeny teplotní profily pouze pro desku tloušťky 200 mm. Příslušné teploty jsou porovnány s vypočtenými hodnotami na obr. 3.



Obr. 2: Teplotní profily pro desky (výška $h=200$) dle ČSN EN 1992-1-2

1.3 MKP analýza

MKP analýza je provedena pomocí programu Ansys. V tab. 1 jsou seřazeny vypočtené teploty ve výztuži pro různé vstupní parametry. Je uveden také výpočet se stejnými vstupními parametry jako pro výpočet teplotních profilů podle Přílohy A Eurokódu 2. Vypočtené teploty jsou pak porovnány na obr. 3.

Tab. 1: Teploty ve výztuži – Ansys

		teplotně závislé				konstantní	
λ	2.0	1.36	2.0	1.36	2.0	1.36	2.0
hustota	2400	2400	2300	2300	2400	2400	2300
vlhkost	0%	0%	0%	1.5%	0%	0%	0%
Čas	Teplota	Teplota	Teplota	Teplota	Teplota	Teplota	Teplota
min	°C	°C	°C	°C	°C	°C	°C
0	20	20	20	20	20	20	20
30	271	245	277	237	370	332	367
60	423	402	430	398	574	533	574
90	517	502	524	500	687	647	689
120	585	575	592	573	765	726	767
150	640	632	647	631	824	785	826
180	686	679	693	678	871	833	874
210	725	720	733	720	912	872	914
240	761	756	768	756	946	907	948

1.4 Numerické řešení - Nonstac

Numerické řešení je provedeno pomocí programu Nonstac [5]. Ačkoliv je teplotní pole v průřezu v případě vystavení požáru obecně třírozměrné, často s dostatečnou přesností vyhovuje i jednorozměrné teplotní pole. Nonstac řeší numericky Fourierovu diferenciální rovnici přestupu tepla Runge-Kuttovou metodou [6]. Nonstac umožňuje zadat tepelně technické materiálové vlastnosti v závislosti na teplotě a přestup tepla prouděním i sáláním. Tepelně technické materiálové charakteristiky v závislosti na teplotě se zadávají jako polynomy do třetího stupně. Podle EN 1992-1-2 [4] jsou materiálové vlastnosti zadány zpravidla lineárně po určitých teplotních intervalech a do programu Nonstac je tedy nutné zadat je pomocí regresních polynomů. V Tab. 2 jsou seřazeny vypočtené teploty ve výztuži desky pro různé hodnoty vstupních dat. Pokud uvážíme konstantní hodnoty tepelně technických vlastností materiálů, pak si hodnoty teplot vypočtených pomocí programu Nonstac a Ansys odpovídají. Uvážíme-li ale tepelně technické vlastnosti materiálů v závislosti na teplotě, pak pomocí programu Nonstac vypočteme vyšší hodnoty teplot, kde jedna z příčin může nepřesné zadání materiálových charakteristik v závislosti na teplotě. Vypočtené teploty jsou porovnány na obr. 3.

Tab. 2: Teploty ve výztuži – Nonstac

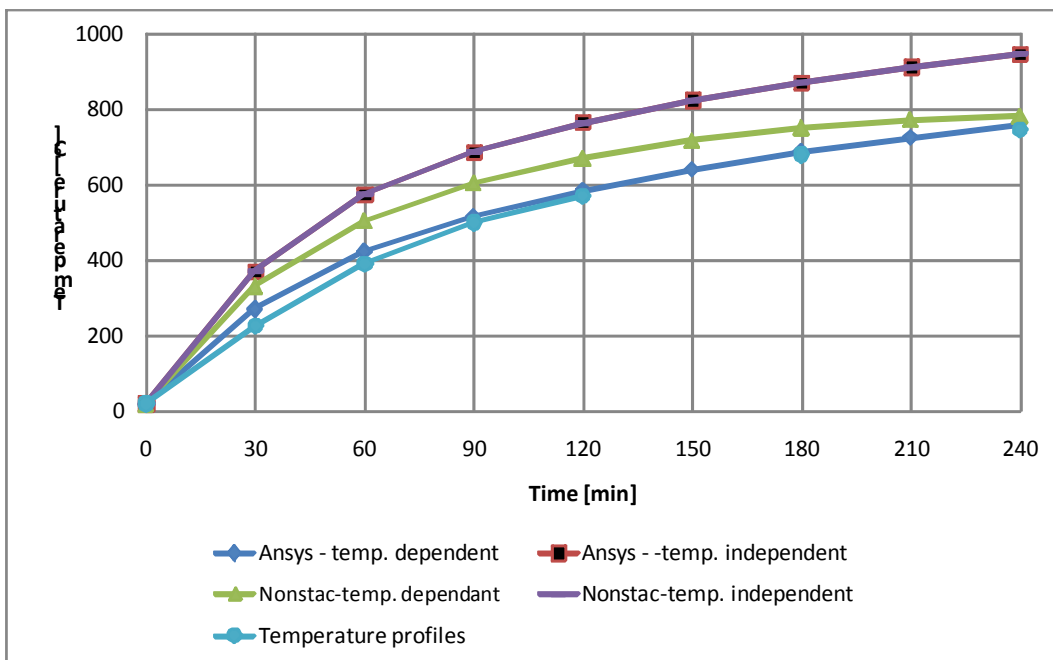
	teplotně závislé		konstantní		
λ	2.0	1.36	2.0	1.36	2.0
density	2400	2400	2400	2400	2300
Čas	Teplota	Teplota	Teplota	Teplota	Teplota
min	°C	°C	°C	°C	°C
0	20	20	20	20	20
30	331	291	370	332	340
60	504	465	574	533	540
90	604	569	687	647	654
120	670	643	765	726	732
150	718	699	824	785	791
180	751	744	871	833	838
210	772	782	912	872	877
240	782	814	946	907	911

2 MECHANICKÁ ODEZVA A POŽÁRNÍ ODOLNOST

2.1 Účinky zatížení

V tomto modelovém příkladě je moment od účinků zatížení pro trvalou a dočasnou návrhovou situaci $m_{Ed} \cong m_{Rd} = 46 \text{ kNm/m}$.

Redukční součinitel pro zatížení při nehodové návrhové situaci v případě požáru se pohybuje v intervalu přibližně od 0,4 do 0,7. Zjednodušeně na bezpečné straně lze uvážit hodnotu 0,7, pak $m_{Ed,fi} = \eta_{fi} \cdot m_{Ed} = 0,7 \cdot 46 = 32 \text{ kNm/m}$.



Obr. 3: Porovnání teploty ve výztuži

2.1 Požární odolnost

Požární odolnost pro určité prvky lze stanovit jednoduše pomocí tabulek, uvedených v kap. 5 Eurokódu 2 [4]. V Tabulce 5.8. [4] lze odečíst požární odolnost desky 90 minut.

V tabulce 3 jsou uvedeny momenty na mezi únosnosti pro mimořádnou návrhovou situaci při požáru pro čas 90 minut. Teplota ve výztuži je stanovena pomocí teplotních profilů a pomocí programu Ansys a Nonstac pro teplotně závislé materiálové charakteristiky.

Tab. 3: Momenty na mezi únosnosti, čas 90 minut

			Teplotní	Ansys	Ansys	Nonstac
Tepelná vodivost – závislé na tepl.	λ	kJ/kg.K	profily	2.0	2.0	2.0
Hustota – závislé na tepl.	ρ	kg/m ³		2400	2300	2400
Teplota ve výztuži v čase 90 minut	θ_R	°C	500	517	524	604
Pevnost výztuže	$f_{yd,fi}$	MPa	328	305	232	193
Únosnost v ohybu	$m_{Rd,fi}$	kNm/m	42	39	30	25
Moment od účinků zatížení	$m_{Ed,fi}$	kNm/m	32	32	32	32
Posouzení			OK	OK	X	X

Je zřejmé, že stanovení teploty ve výztuži pomocí teplotních profilů a následné stanovení požární odolnosti koresponduje s tabulkovou požární odolností.

Teplota ve výztuži stanovená pomocí teplotních profilů dobře odpovídá teplotě vypočtené pomocí programu Ansys pro příslušné vstupní parametry uvedené v Příloze A Eurokódu 2.

Uvážíme-li počáteční objemovou hmotnost 2300 kg/m^3 a součinitel tepelné vodivosti na horní hranici, pak teploty ve výztuži jsou vyšší a kritérium R momentové únosnosti pro čas 90 minut není splněno.

Teploty ve výztuži stanovené pomocí programu Nonstac jsou vyšší než teploty stanovené pomocí programu Ansys a kritérium ohybové únosnosti v čase 90 minut není splněno.

3 ZÁVĚR

V článku se analyzuje modelový příklad železobetonové desky, vystavené účinkům normového požáru. Teplota ve výztuži je stanovena pomocí teplotních profilů, pomocí výpočetního programu Nonstac a Ansys. Vstupní data pro analýzu teplotního pole nejsou podle normy [4] zadána jednoznačně. V článku jsou porovnány teploty ve výztuži stanovené pro různé vstupní údaje a pomocí různých metod. Numerické řešení Fourierovy diferenciální rovnice vedení tepla je provedeno metodou konečných prvků pomocí programu Ansys a Runge-Kuttovou metodou pomocí programu Nonstac. Uváží-li se teplotně nezávislé vlastnosti materiálů, pak si vypočtené teploty odpovídají. Uváží-li se ale teplotně závislé vlastnosti materiálů, pak teploty vypočtené pomocí programu Nonstac jsou vyšší než teploty vypočtené pomocí programu Ansys.

Tabulková požární odolnost analyzované desky je 90 minut. V čase 90 minut je tedy stanovena únosnost průřezu pro různé vypočtené teploty ve výztuži. Vzhledem k tomu, že jednoduchá výpočetní metoda je pokročilejší než navrhování podle tabulkových hodnot, očekává se pomocí jednoduché výpočetní metody příznivější požární odolnost než tabulková. Tato studie má poukázat na to, že v některých případech je tabulková požární odolnost příznivější než jednoduchá výpočetní metoda.

PODĚKOVÁNÍ

Při řešení byly využity výsledky dosažené za finančního přispění MŠMT, projekt 1M0579, v rámci činnosti výzkumného centra CIDEAS.

LITERATURA

- [1] ČSN EN1991-1-1: Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb. Praha 2004
- [2] ČSN EN 1991-1-2: Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-2: Obecná zatížení - Zatížení konstrukcí vystavených účinkům požáru. Praha 2004
- [3] ČSN PENV 1992-1-2: Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-2: Obecná pravidla - Navrhování konstrukcí na účinky požáru. Praha 1998
- [4] ČSN EN 1992-1-2: Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-2: Obecná pravidla - Navrhování konstrukcí na účinky požáru. Praha 2006
- [5] Čajka, R.: Software Nonstac, registrační číslo AR-SW-2010-02, výstup projektu Reologická kluzná spára s teplotně řízenými visko elastickými vlastnostmi. No. FR-TI2/746. Ostrava 2010
- [6] Nevřiva, P.: Simulace regulačních systémů na číselném počítači. SNTL Praha 1975.

Oponentní posudek vypracoval:

Ing. Isabela Bradáčová, CSc, FBI VŠB TU Ostrava

Ing. Radek Štefan, FSv, ČVUT Praha

Vít KRIVÝ¹

VÝPOČET KOROZNÍCH PŘÍDAVKŮ NA MOSTNÍCH KONSTRUKCÍCH Z PATINUJÍCÍCH OCELÍ

CALCULATION OF CORROSION ALLOWANCES ON WEATHERING STEEL BRIDGES

Abstrakt

V předkládaném článku je uvedena nově vyvinutá metodika výpočtu korozních přídavek, které je potřeba uvažovat při návrhu mostních konstrukcí z patinujících ocelí (oceli se zvýšenou odolností proti atmosférické korozi). Aplikace metodiky výpočtu korozních přídavek je v článku vysvětlena na modelovém příkladu mostní konstrukce.

Klíčová slova

Patinující oceli, korozní přídavky, koroze, ocelové konstrukce, mosty, Atmofix.

Abstract

The new developed procedure for calculation of corrosion allowances is introduced in this paper. The corrosion allowances must be considered when designing bridge structures from weathering steel. The application of the procedure for calculation of corrosion allowances is explained also using selected model examples of bridge structures.

Keywords

Weathering steel, corrosion allowances, corrosion, steel structures, bridges, corten.

1 ÚVOD

Volba druhu oceli pro nosné stavební konstrukce je důležitou otázkou technickou i ekonomickou. Použití ocelí se zvýšenou odolností proti atmosférické korozi přitom může být poměrně výhodné z řady technických, ekonomických, ekologických a časových důvodů.

Konstrukční patinující oceli se pro realizaci různých typů venkovních nosných konstrukcí ve stavu bez protikorozní povrchové úpravy používají ve světě (USA, Německo, Japonsko, Jižní Korea, Francie, Švýcarsko, Nový Zéland aj.) i v České republice již asi 40 let.

Základní specifickou vlastností patinujících ocelí je jejich schopnost vytvořit za vhodných atmosférických a konstrukčních podmínek postupně na svém povrchu vrstvu ochranných oxidů (patinu), která významně zpomaluje rychlost koroze. Patinující oceli bez další protikorozní ochrany tak lze použít jako běžný konstrukční materiál pro návrh nosných konstrukcí s návrhovou životností až 100 let.

Korozní rychlosti patinujících ocelí jsou ve srovnání s běžnou uhlíkovou ocelí výrazně nižší, přesto je nutné při návrhu konstrukcí zohlednit možný vliv korozních úbytků na spolehlivé fungování konstrukce po celou dobu její návrhové životnosti T_d [1]. Při praktickém navrhování se vliv předpokládaných korozních úbytků obvykle eliminuje pomocí korozních přídavek k tloušťkám prvků určených statickým výpočtem.

¹ Ing. Vít Krivý, Ph.D., Katedra konstrukcí, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 363, e-mail: vit.krivy@vsb.cz.

Hodnoty korozních přídavek jsou v zahraničních předpisech obvykle odvozeny na základě jediného parametru – klasifikace korozní agresivity atmosféry [2]. Srovnání těchto doporučených hodnot korozních přídavek pro jeden exponovaný povrch konstrukce a pro návrhovou životnost $T_d = 100$ let je uvedeno v tabulce 1.

Tab. 1: Korozní přídávky pro návrhovou životnost 100 let podle zahraničních předpisů

Země	Korozní přídávky pro stupeň korozní agresivity C2 – C4		
	C2	C3	C4
Německo	0,8 mm	1,2 mm	1,5 mm
Velká Británie	1,0 mm	1,0 mm	1,5 mm
Švédsko	0,6 mm	1,2 mm	1,7 mm
Poznámka: Hodnoty korozních přídavek pro Spolkovou republiku Německo jsou převzaty z [3, 4], pro Velkou Británii z [5], pro Švédsko z [6].			

V České republice se dříve používala pro navrhování konstrukcí z patinujících ocelí podniková norma [7]. Výpočet korozních přídavek podle [7] závisel na více parametrech - stupeň korozní agresivity, jakost materiálu, tloušťka profilu, dodržení doporučených zásad konstrukčního řešení, zajištění kontroly a údržby konstrukce. Porovnání s hodnotami korozních přídavek stanovených pouze na základě klasifikace korozní agresivity prostředí je proto obtížné a hodnoty korozních přídavek podle [7] nejsou v tabulce 1 záměrně uvedeny.

V rámci programu [8] byly provedeny a vyhodnoceny prohlídky většiny konstrukcí z patinujících ocelí, které byly postaveny na území České republiky. Z výsledků prohlídek a z provedených korozních zkoušek vyplývá, že pro výstižné stanovení korozních přídavek je nutné zohlednit více parametrů a ne pouze příslušný stupeň korozní agresivity. V porovnání s postupem uvedeným v [7] přináší nově představená metodika mnoho zásadních změn, především pak:

- kategorizaci exponovaných ploch na přímo smáčené plochy, nepřímo ovlhčované plochy a plochy ve vnitřním prostředí;
- výpočet směrného korozního úbytku na základě současné míry úrovně znečištění ovzduší v České republice;
- výpočet návrhové (dříve výpočtové) hodnoty korozního úbytku podrobněji specifikuje vliv polohy a umístění posuzované plochy v konstrukci;
- podrobněji je zohledněno případné zvýšené korozní namáhání konstrukce v důsledku zanedbané údržby;
- důsledně se rozlišují odlišné veličiny - korozní úbytek a korozní přídavek;
- minimální hodnota korozního přídavku závisí, kromě návrhových hodnot korozních úbytků, také na tloušťce prvku, třídě mezních válcovacích úchylek a míře statického využití posuzovaného prvku.

2 KATEGORIE UMÍSTĚNÍ POVRCHU

S ohledem na vznik a charakter patiny se na konstrukcích rozlišují následující tři typy ploch:

- Přímo smáčené plochy jsou takové, které jsou umístěné ve vnějším prostředí a jsou plně vystaveny působení všech atmosférických vlivů, především u nich dochází k přímému ovlhčování dešťovými srážkami.
- Nepřímo ovlhčované plochy jsou takové, které jsou sice umístěné ve vnějším prostředí, avšak nedochází k jejich přímému smáčení dešťovými srážkami. Tyto plochy jsou ovlhčovány převážně kondenzací vzdušné vlhkosti. Mezi nepřímo ovlhčované plochy lze zahrnout především ty části konstrukce, které jsou umístěny tzv. „pod přístřeškem“. Například u mostních konstrukcí se jedná o části umístěné pod horní mostovkou.

- Plochy ve vnitřním prostředí, které jsou vnějšími atmosférickými vlivy ovlivněny pouze omezeně (například vnitřní plochy uzavřených komorových průřezů).

Povrch patiny u přímo smáčených ploch je drsnější ve srovnání s nepřímo ovlhčovanými povrchy, vrstva patiny je však kompaktnější a více přilnavá, viz obrázek 1. Korozní namáhání nepřímo ovlhčovaných ploch je většinou nižší než u povrchů přímo smáčených dešťovými srážkami. Výjimku mohou tvořit případy, kdy kvůli omezenému provětrávání nedochází k rychlému vysychání zkondenzované vody (toto nebezpečí lze eliminovat vhodným dispozičním a konstrukčním řešením konstrukce). Ve srovnání s přímo smáčenými plochami je patina světlejší, bez odlesků, povrchy jsou rovnoměrné bez důlků, na povrchu jsou viditelné drobné částičky méně přilnavé rzi, viz obrázek 2. Proces vzniku patiny je pomalejší, ochranná účinnost takto vytvořené patiny je obdobná jako u patiny vytvořené na přímo smáčených površích. Na plochách ve vnitřním prostředí, které není hermeticky odděleno od prostředí vnějšího, se vytváří velmi tenká vrstva korozních produktů, korozní rychlosti jsou v porovnání s vnějším prostředím minimální.



Obr. 1: Vzhled patiny na přímo smáčených plochách (vlevo – patina na sloupu nosné konstrukce vysílače v Hošťálkovicích, uprostřed – patina na nárožníku trakčního elektrovodního stožáru v Ostravici, vpravo – patina na sloupu jeřábové dráhy v Ostravě - Vítkovicích)



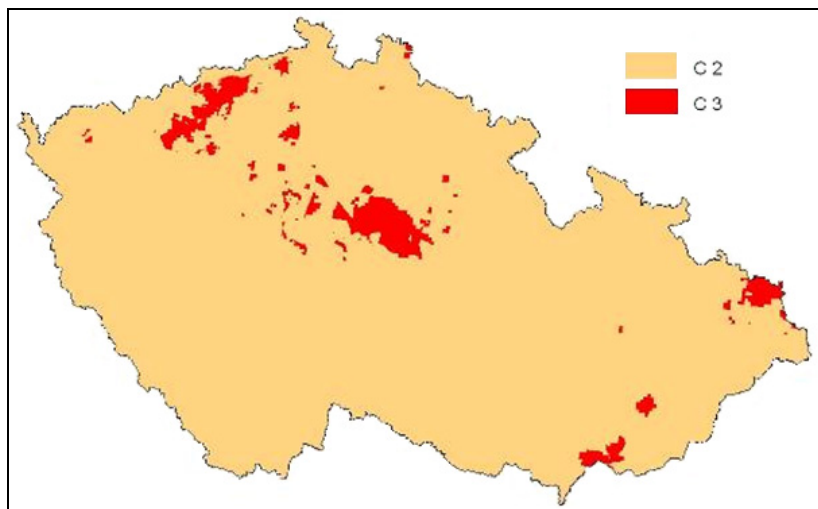
Obr. 2: Vzhled patiny na nepřímo ovlhčovaných plochách (vlevo – patina na stěně hlavního nosníku silničního mostu ve Frýdku-Místku, uprostřed – patina na ortotropní mostovce silničního mostu v Ostravě, vpravo – patina na stěně a dolní pásnici dálničního mostu přes Odru v Ostravě)

3 SMĚRNÉ KOROZNÍ RYCHLOSTI PATINUJÍCÍCH OCELÍ

Podle ČSN ISO 9223 [2] je korozní agresivita atmosféry klasifikována pěti stupni C1 až C5. Tato klasifikace vychází z hodnot ročních korozních úbytků standardních kovů po prvním roce expozice v dané lokalitě nebo hodnot rozhodujících činitelů koroze v atmosférickém prostředí: (a) znečištění oxidem siřičitým (SO_2) a vzdušnou salinitou; (b) doby ovlhčení korodujících povrchů, vyjádřené jako roční suma hodin s relativní vlhkostí nad 80 % při teplotě vyšší než 0°C .

Kyselé plynné složky znečištění ovzduší jsou jednou z hlavních příčin koroze materiálů. V současné době je průměrná roční koncentrace SO_2 na více než 80 % území České republiky nižší než $15 \mu\text{g}/\text{m}^3$ (atmosféra s korozní agresivitou stupně C2); vyšší průměrná roční koncentrace SO_2 se vyskytuje v severních Čechách a na Ostravsku (stupeň C3, v blízkosti významných zdrojů znečištění až stupeň C4 – pro stanovení korozní agresivity se doporučuje se konzultace s odbornými pracovišti). Po zavedení řady opatření na omezení znečištění ovzduší především ze stacionárních zdrojů

(teplárny, elektrárny, apod.) jsou hlavními zdroji znečištění ovzduší malé stacionární zdroje a mobilní zdroje (automobilová doprava). Korozní agresivitu atmosféry v posuzované lokalitě lze stanovit z mapy korozní agresivity uvedené v [10], viz obrázek 3. Mapa byla vytvořena z údajů zpracovaných pro oblasti 2×2 km a nepostihuje mikroklimatické vlivy a vlivy vyplývající z konstrukčního řešení objektů.



Obr. 3: Mapa korozní agresivity pro patinující ocel při úrovni znečištění ovzduší SO_2 v roce 2010

Orientační odhady korozní rychlosti patinující oceli lze získat ze směrných hodnot korozních rychlostí (r_{av} , r_{lin}) podle ČSN ISO 9224 [9], viz tabulka 2.

Tab. 2: Směrné hodnoty korozních rychlostí patinujících ocelí

Stupeň korozní agresivity	Průměrná korozní rychlost v prvních 10 letech expozice r_{av} [$\mu\text{m}/\text{rok}$]	Ustálená korozní rychlost (po 10 letech expozice) r_{lin} [$\mu\text{m}/\text{rok}$]
C1	$\leq 0,1$	$\leq 0,1$
C2	$0,1 \sim 2,0$	$0,1 \sim 1,0$
C3	$2,0 \sim 8,0$	$1,0 \sim 5,0$
C4	$8,0 \sim 15$	$5,0 \sim 10$
C5	$15 \sim 80$	$10 \sim 80$

4 URČENÍ SMĚRNÉHO KOROZNÍHO ÚBYTKU

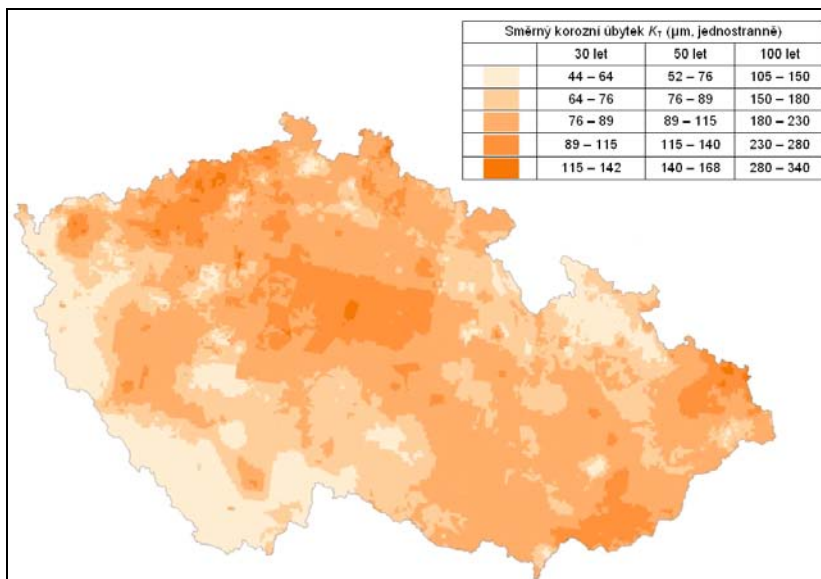
Korozní úbytek charakterizuje oslabení prvku ocelové konstrukce korozí jednoho povrchu. Pro stanovení směrného korozního úbytku K_T za dobu návrhové životnosti konstrukce T_d je možno použít jeden ze tří následujících postupů:

- (a) Směrný korozní úbytek K_T lze odvodit z horních hodnot směrných korozních rychlostí r_{av} a r_{lin} uvedených v tabulce 2 pro příslušný stupeň korozní agresivity, který lze určit podle "Mapy korozní agresivity ČR pro patinující oceli" uvedené na obrázku 3. Vztah pro výpočet směrného korozního úbytku K_T je následující:

$$K_T = 10r_{av} + (T_d - 10)r_{lin} \text{ } [\mu\text{m}] \quad (1)$$

- (b) Směrný korozní úbytek K_T pro návrhové životnosti $T_d = 30, 50$ nebo 100 let lze přímo odečíst z mapy uvedené na obrázku 4 (pro mezilehlé hodnoty návrhové životnosti T_d lze použít lineární interpolaci).

- (c) Pro výpočet směrného korozního úbytku K_T nebo přímo návrhové hodnoty korozního úbytku K_{Td} lze použít specializovaný software, který je dostupný na www.atmofix.cz.



Obr. 4: Mapa směrných korozních úbytků při úrovni znečištění ovzduší SO_2 v roce 2010

5 URČENÍ NÁVRHOVÉ HODNOTY KOROZNÍHO ÚBYTKU

Návrhovou hodnotu korozního úbytku K_{Td} jednoho povrchu patinující oceli ve volné atmosféře za dobu návrhové životnosti konstrukce T_d je možné vypočítat z rovnice:

$$K_{Td} = K_T \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \quad [\mu\text{m}] \quad (2)$$

kde K_T je směrný korozní úbytek za dobu návrhové životnosti T_d .

Součinitelé α_1 až α_4 byly odvozeny kvalifikovaným odhadem na základě výsledků atmosférických korozních zkoušek modelujících podmínky na mostních konstrukcích a z hodnocení dlouhodobě exponovaných mostních konstrukcí v České republice:

α_1 součinitel jakosti materiálu:

- pro ocel S355J2WP je $\alpha_1 = 1,00$;
- pro ocel S355J2W je $\alpha_1 = 1,20$;

α_2 součinitel v závislosti na poloze a umístění plochy v konstrukci, viz tabulka 3;

α_3 součinitel expozice:

- pro přímo smáčené povrchy je $\alpha_3 = 1,00$;
- pro nepřímo ovhčované povrchy (přístřešková expozice) je $\alpha_3 = 0,80$;
- pro nepřímo ovhčované povrchy mostních konstrukcí vedoucích nad vozovkou, u kterých se může významně projevit vliv usazovaných chloridů na korozní rychlost, je $\alpha_3 = 1,30$;

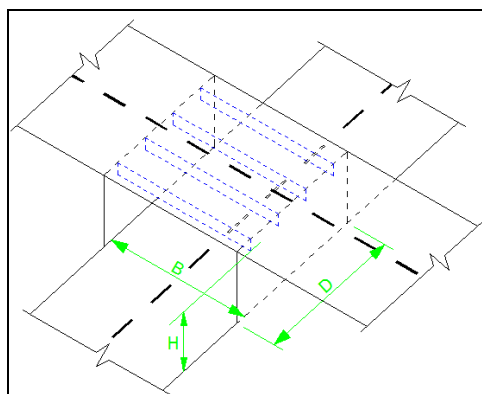
Jedná se především o mosty s omezeným provětráváním, u kterých je, v souladu s obrázkem 5, $H < 6 \text{ m}$ a/nebo $D > B$ (v nejasných případech se doporučuje konzultace s odbornými pracovišti).

- pro vnitřní plochy truhlíkových konstrukcí je $\alpha_3 = 0,20$;

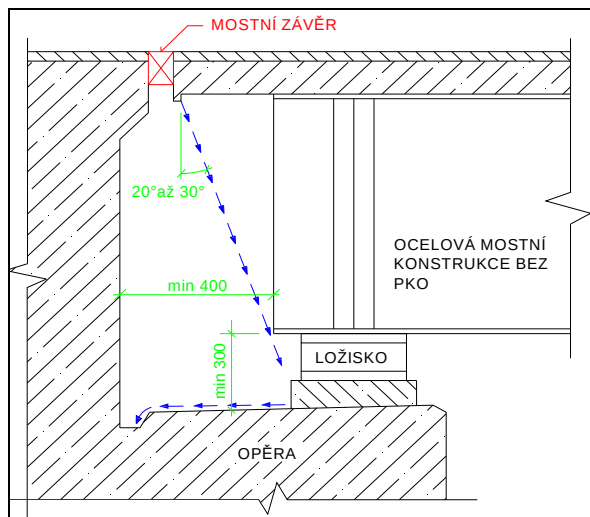
α_4 součinitel v závislosti na správném konstrukčním řešení a zajištění údržby v průběhu životnosti konstrukce, viz tabulka 4;

Tab. 3: Součinitel v závislosti na poloze a umístění prvku v konstrukci

Popis plochy	Součinitel α_2	Příklady
svislé plochy	1,00	stěny hlavních nosníků (včetně šikmých stěn komorových průřezů), stěny příčníků i podélníků; opláštění konstrukcí
vodorovné plochy shora nebo zdola	1,10	horní i dolní plochy pásnic hlavních nosníků, příčníků i podélníků; plech mostovky
plochy ohrožené zatékáním vody	2,00	především plochy v blízkosti mostních závěrů u mostních konstrukcí bez ošetřování posypovými solemi: - konzervativně lze uvažovat plochy ve vzdálenosti do 1,5 násobku výšky ocelové konstrukce od mostního závěru; - pokud při poruše mostního závěru nedojde ke smáčení ocelové konstrukce, viz obrázek 6, pak součinitel $\alpha_2 = 1,0$.
plochy ohrožené zatékáním slaných roztoků při zimní údržbě mostů	4,00	především plochy v blízkosti mostních závěrů u mostních konstrukcí v zimě ošetřovaných posypovými solemi: - konzervativně lze uvažovat plochy ve vzdálenosti do 1,5 násobku výšky ocelové konstrukce od mostního závěru; - pokud při poruše mostního závěru nedojde ke smáčení ocelové konstrukce, viz obrázek 6, pak součinitel $\alpha_2 = 1,0$.
koutové krční svary u dolní pásnice	1,50 ¹⁾	krční svary hlavních nosníků, příčníků i podélníků
POZNÁMKA ¹⁾ U krčních svarů ohrožených zatékáním vody se uvažuje $\alpha_2 = 3,00$ (zatékání bez vlivu posypových solí) nebo $\alpha_2 = 6,00$ (zatékání s vlivem posypových solí).		



Obr. 5: Mosty s omezeným provětráváním vedoucí nad vozovkou: vlevo – schematické znázornění; vpravo – typová ukázka mostní konstrukce, u které je vhodné při návrhu zohlednit vliv usazovaných chloridů (silniční a tramvajové mosty nad dálnicí D1 v Ostravě – rok výroby 2002)



Obr. 6: Vhodné ukončení nosné konstrukce mostu u opěry (protikorozní ochrana není potřebná): vlevo – doporučené rozměry; vpravo – silniční most v Brně (rok výroby 2005)

Tab. 4: Součinitel konstrukčního řešení a údržby konstrukce

Splnění podmínek		
Dodržení zásad konstrukčního řešení	Údržba konstrukce	α_4
ano	ano	1,00
ano	ne	1,50 ¹⁾
ne	ano	
ne	ne	2,50 ¹⁾

POZNÁMKA ¹⁾ Týká se nevhodných konstrukčních detailů, které je potřebné vyloučit konstrukčním řešením podle [10], nebo konstrukcí, u kterých není možné zajistit potřebnou údržbu v celé době návrhové životnosti.

6 URČENÍ KOROZNÍCH PŘÍDAVKŮ

Vysoké hodnoty korozních úbytků tloušťky nosných prvků konstrukcí z patinujících ocelí, které by mohly omezit jejich spolehlivost při hodnocení jednotlivých mezních stavů podle platných technických norem, je nutné nahradit přiměřeným korozním přídatkem k výchozí jmenovité hodnotě tloušťky nosného prvku.

Minimální hodnotu korozního přídatku tloušťky nosného prvku je možné vypočítat ze vztahu:

$$\Delta t_{\min} = t_{d,\min} + K_{Td1} + K_{Td2} - t_{\text{nom}} - k_v, \text{ ale } \Delta t_{\min} \geq 0 \quad (3)$$

kde $t_{d,\min}$ je minimální potřebná tloušťka nosného prvku, vyhovující při rozhodujícím mezním stavu;

K_{Td1} návrhová hodnota korozního úbytku povrchu 1;

K_{Td2} návrhová hodnota korozního úbytku povrchu 2;

t_{nom} jmenovitá tloušťka prvku;

k_v hodnota v závislosti na tloušťce prvku a třídě mezních válcovacích úchylek tloušťky plechu, která se určí podle tabulky 5.

Tab. 5: Hodnoty k_v pro výpočet korozního přídavku

Jmenovitá tloušťka	Třída mezních válcovacích úchylek tloušťky podle ČSN EN 10029 [11]			
	A	B	C	D
	$k_v (\mu\text{m})$			
$5 \text{ mm} < t \leq 8 \text{ mm}$	50	150	450	-150
$8 \text{ mm} < t \leq 15 \text{ mm}$	100	250	600	-250
$15 \text{ mm} < t \leq 25 \text{ mm}$	150	450	750	-200
$25 \text{ mm} < t \leq 40 \text{ mm}$	250	750	1050	-100
$t \geq 40 \text{ mm}$	400	1100	1400	100

POZNÁMKA: Hodnoty k_v uvedené v tabulce byly odvozeny ze dvou předpokladů:

- korozní oslabení prvku o 1 % tloušťky nemá významný vliv na spolehlivé fungování konstrukce [12];
- vliv dolních (záporných) mezních hodnot válcovacích tolerancí v běžně dodávané třídě mezních válcovacích úchylek A na spolehlivost konstrukce je zohledněn v souladu s [1] v součiniteli materiálu γ_M ; rozdíl mezi přísněji stanovenou dolní hodnotou válcovací tolerance pro třídy B a C v porovnání s třídou A tak lze využít pro pokrytí korozních úbytků, aniž by byla ovlivněna spolehlivost konstrukce (podrobnosti o vlivu různých tolerancí na spolehlivé fungování konstrukcí lze nalézt např. v [13]).

Z výrazu (3) vyplývá, že o kladnou hodnotu korozního přídavku $\Delta t \geq \Delta t_{\min}$ je nutné zvětšit jmenovitou tloušťku nosných prvků především v následujících případech:

- v nejvíce namáhaných a pevnostně nejlépe využitých průřezích nosné konstrukce;
- v nejvíce korozně ohrožených průřezích, jako jsou komplikované konstrukční detaily, místa ohrožená zatékáním vody, nebo plochy ohrožené zatékáním roztoků solí při zimní údržbě mostů.

V ostatních mezilehlých částech konstrukce je výsledná vypočítaná hodnota korozního přídavku zpravidla záporná. V těchto částech je proto zvětšování jmenovité tloušťky nosných prvků zbytečné a neekonomické. Rovněž není účelné posuzovat a realizovat korozní přídavky u nosných prvků se jmenovitou tloušťkou 50 mm nebo větší, protože korozní úbytky mají jen velmi malý vliv na spolehlivé fungování konstrukce s takto silnostěnnými prvky. Výsledky rozsáhlé studie provedené ve Švýcarsku ukázaly, že korozní přídavky k tloušťkám běžných nosných prvků mostních konstrukcí nejsou pro území Švýcarska vůbec potřebné [12].

7 PŘÍKLAD VÝPOČTU KOROZNÍCH PŘÍDAVKŮ

V následující kapitole je uveden příklad výpočtu korozních úbytků a potřebných korozních přídavků na mostní konstrukci (výpočet je proveden pro stěnu hlavního nosníku a horní a dolní pásnici hlavního nosníku). Pro potřebu příkladu byl vybrán silniční most M1 – Černovická terasa Brno, viz obrázky 6 a 7. Nosná konstrukce mostu je navržena jako spřažený spojitý trémový nosník o pěti polích s horní železobetonovou mostovkou. Nosná ocelová konstrukce je navržena z patinující oceli S355J2W. Podrobnosti o konstrukčním řešení mostu lze nalézt v [14].

Směrný korozní úbytek pro návrhovou životnost 100 let:

$$K_T = 230 \mu\text{m} \text{ (odečteno z mapy na obrázku 4)}$$

Návrhová hodnota korozního úbytku:

$$K_{Td} = K_T \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \text{ (obecný vztah pro výpočet návrhové hodnoty korozního úbytku)}$$

$\alpha_1 = 1,20$ (ocel S355J2W)

$\alpha_2 = 1,00$ (stěna hlavního nosníku není ohrožena zatékáním vody – viz obr. 6)

$\alpha_2 = 1,10$ (horní a dolní pásnice hlavního nosníku nejsou ohroženy zatékáním vody – viz obr. 6)

$\alpha_3 = 0,80$ (nepřímo ovlhčované dostatečně provětrávané plochy pod železobetonovou deskou)

$\alpha_4 = 1,00$ (dodržené zásady konstrukčního řešení [10]; konstrukce přístupná pro údržbu)

Stěna hlavního nosníku: $K_{Td} = K_T \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 = 230 \cdot 1,20 \cdot 1,00 \cdot 0,80 \cdot 1,00 = 221 \mu\text{m}$

Horní a dolní pásnice: $K_{Td} = K_T \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 = 230 \cdot 1,20 \cdot 1,10 \cdot 0,80 \cdot 1,00 = 243 \mu\text{m}$



Obr. 7: Silniční most M1 – Černovická terasa Brno

Výpočet korozního přírůstku:

$\Delta t_{\min} = t_{d,\min} + K_{Td1} + K_{Td2} - t_{\text{nom}} - k_v$ (obecný vztah pro výpočet korozního přírůstku)

Stěna hlavního nosníku:

$k_v = 450 \mu\text{m}$ (předepsána dodávka plechů ve třídě válcovacích úchylek B; tloušťka stěny hlavního nosníku v rozmezí 15 až 25 mm)

$$\begin{aligned}\Delta t_{\min} &= (t_{d,\min} - t_{\text{nom}}) + K_{Td1} + K_{Td2} - k_v = (t_{d,\min} - t_{\text{nom}}) + 221 + 221 - 450 = \\ &= (t_{d,\min} - t_{\text{nom}}) - 8 \mu\text{m}\end{aligned}$$

Dolní pásnice hlavního nosníku:

$k_v = 750 \mu\text{m}$ (předepsána dodávka plechů ve třídě válcovacích úchylek B; tloušťka pásnice hlavního nosníku v rozmezí 25 až 40 mm)

$$\begin{aligned}\Delta t_{\min} &= (t_{d,\min} - t_{\text{nom}}) + K_{Td1} + K_{Td2} - k_v = (t_{d,\min} - t_{\text{nom}}) + 243 + 243 - 750 = \\ &= (t_{d,\min} - t_{\text{nom}}) - 234 \mu\text{m}\end{aligned}$$

Horní pásnice hlavního nosníku:

$k_v = 750 \mu\text{m}$ (předepsána dodávka plechů ve třídě válcovacích úchylek B; tloušťka pásnice hlavního nosníku v rozmezí 25 až 40 mm)

$$\begin{aligned}\Delta t_{\min} &= (t_{d,\min} - t_{\text{nom}}) + K_{Td1} - k_v = (t_{d,\min} - t_{\text{nom}}) + 243 - 750 = \\ &= (t_{d,\min} - t_{\text{nom}}) - 507 \mu\text{m}\end{aligned}$$

Zhodnocení výpočtu:

Z provedeného výpočtu vyplývá, že pro posuzované prvky nosné konstrukce mostu není potřeba uvažovat korozní přírůstky a to ani v případě, kdy je průřez hlavního nosníku plně staticky využitý (minimální potřebná tloušťka nosného prvku vyhovující při rozhodujícím mezním stavu $t_{d,\min}$ je rovna jmenovité tloušťce prvku t_{nom}). Návrhová hodnota korozního úbytku je dostatečně pokryta přísnějšími požadavky na záporné válcovací tolerance v třídě mezních válcovacích úchylek B.

8 ZÁVĚR

V příspěvku byla popsána metodika pro stanovení korozních přídavek k tloušťkám prvků navržených z patinujících ocelí. Uvedená metodika zohledňuje především nové poznatky, kterých bylo dosaženo při řešení projektu [8]. Výpočet korozních úbytků a následné určení korozních přídavek je jedním ze specifik návrhu konstrukcí z patinujících ocelí. Komplexní pohled na návrh konstrukcí z patinujících ocelí může čtenář nalézt v nově vydané směrnici [10], která je hlavním výstupem projektu [8].

PODĚKOVÁNÍ

Příspěvek byl realizován za finančního přispění projektu „Tvorba a internacionalizace špičkových vědeckých týmů a zvyšování jejich excelence na Fakultě stavební VŠB-TUO“, reg. č. CZ.1.07/2.3.00/20.0013.

LITERATURA

- [1] ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí. Praha: ČNI, 2004.
- [2] ČSN ISO 9223 Korozní agresivita atmosféry – Klasifikace. Praha: ČNI 1994.
- [3] DAST Richtlinie 007: Lieferung, Verarbeitung und Anwendung wetterfester Baustähle. Köln : Deutscher Ausschuss für Stahlbau, Deutschland, 1993.
- [4] FISCHER, M. Merkblatt 434: Wetterfester Baustahl. Düsseldorf : Stahl-Informations-Zentrum, Deutschland, 2004. ISSN 0175-2006.
- [5] BD 7/01 Weathering steel for highway structures (British standard). UK, 2001.
- [6] FISCHER, M., ROXLAU, U. Projekt 191 – Anwendung wetterfester Baustähle im Brückenbau. Düsseldorf : Studiengesellschaft Stahlanwendung e. V., Deutschland, 1992.
- [7] VN 73 1466 Nosné konstrukce z patinujících ocelí Atmofix (podniková norma) Ostrava: Vítkovice, a.s., 1994.
- [8] FT-TA5/076 Výzkum vlastností stávajících a nově vyvíjených patinujících ocelí z hlediska jejich využití pro ocelové konstrukce. Projekt Ministerstva průmyslu a obchodu ČR, 2008 – 2010.
- [9] ČSN ISO 9224 Korozní agresivita atmosféry – Směrné hodnoty pro stupně korozní agresivity. Praha: ČNI 1994.
- [10] KŘIVÝ, V. et al. Směrnice pro používání ocelí se zvýšenou odolností proti atmosférické korozi. Praha: SVÚOM, s.r.o., 2011 (v tisku). ISBN 978-80-87444-05-4.
- [11] ČSN EN 10029 Plechy ocelové válcované za tepla, tloušťky od 3 mm. Mezní úchytky rozměrů, tvaru a hmotnosti. Praha: ČNI, 1995.
- [12] LANG, T. P., LEBET, J. P. Brücken aus wetterfestem Stahl. Tec 21, 2002, Nr. 24, s. 23-29. Schweiz.
- [13] JUHÁS, P. Kvalita a geometrické odchýlky prútov a prierezov ocelových konštrukcií. Košice : Technická univerzita v Košiciach, 2007. ISBN 978-80-8073-949-2.
- [14] PECHAL, A. Mosty Bridges. Brno : Vydavatelství Ing. Antonín Pechal, CSc., 2009. ISBN 978-80-254-5279-0.

Oponentní posudek vypracoval:

Prof. Ing. Josef Vičan, CSc., Žilinská univerzita v Žiline, Stavebná fakulta.

Ing. Alexandr Kašný, Technoprojekt a.s.

Antonín LOKAJ¹, Petr AGEL², Kristýna VAVRUŠOVÁ³

LABORATORNÍ TESTOVÁNÍ SPOJŮ KOLÍKOVÉHO TYPU V CEMENTOŠTĚPKOVÝCH DESKÁCH VELOX

LABORATORY TESTS OF DOWEL JOINTS TYPE IN CEMENT-SPLINTER BOARDS

Abstrakt

Cílem tohoto příspěvku je stanovení vybraných pevnostních a přetvárných charakteristik (pevnost v otlacení stěny otvoru, pružný modul stlačitelnosti) kolíkových spojů v cementoštěpkových deskách VELOX na základě destruktivního testování.

Klíčová slova

Cementoštěpková deska, kolíkový spoj, pevnost v otlacení.

Abstract

The aim of this paper is determination of selected strength and deformation characteristics (hole wall tensile deformation, modulus of flexuous compressibility) dowel joints in cement-splinter boards VELOX on the basis of destructive testing.

Keywords

Cement-splinter board, dowel joint, hole wall tensile deformation.

1 ÚVOD

V současné době dochází ve stavebnictví k velkému rozvoji používání nových materiálů na bázi dřeva především v oblasti dřevostaveb. Jedním z těchto materiálů jsou cementoštěpkové desky VELOX, které jsou vyrobeny z dřevité štěrky jehličnatého dřeva (89 %), cementu a roztoku vodního skla. Cementoštěpkové desky se používají především v oblasti výstavby rodinných a bytových domů (jako plošné ztužující prvky) a pro výstavbu protihlukových stěn.

Vedle základních fyzikálních a mechanických vlastností těchto desek je potřeba věnovat pozornost i únosnosti a charakteristikám přípojů těchto desek k nosnému dřevěnému rámu.

2 POPIS MĚŘENÍ

Nedestruktivní testování cementoštěpkových desek VELOX WS a následné destruktivní testování spoje desky a kolíkového spojovacího prostředku bylo provedeno na souboru o 40 vzorcích.

¹ Doc. Ing. Antonín Lokaj, Ph.D., Katedra konstrukcí, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 302, e-mail: antonin.lokaj@vsb.cz.

² Ing. Petr Agel, Katedra konstrukcí, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 925, e-mail: petr.agel@vsb.cz.

³ Ing. Kristýna Vavrušová, Ph.D., Katedra konstrukcí, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 375, e-mail: kristyna.vavrusova@vsb.cz.

Testovaný materiál

Pro testování byly použity cementoštěpkové desky VELOX WS s tloušťkou 35 mm a plošnou hmotností 25 kg.m^{-2} (obr. 1, 2).



Obr. 1, 2: Detail desky VELOX WS

Spojovací prostředky

Jako spojovací prostředky byly pro testování zvoleny kolíky o průměru 6 mm z oceli pevnostní třídy S235 s pevností v tahu $f_u = 360 \text{ MPa}$.

2.1 Nedestruktivní metody

Měření vlhkosti

Pro měření vlhkosti vzorků souboru byly využity vpichovací vlhkoměry WNT 650 a WHT 860. Na každém vzorku byla provedena dvě měření.

Stanovení hmotnosti vzorků

Hmotnost byla měřena na digitální váze Soehnle CWE 7745 s přesností měření 5g. Byla provedena dvě vážení s odstupem 6 hodin, a pokud se obě hodnoty nelišily o více než 0,1 % hmotnosti vzorku byly obě hodnoty zaznamenány a hmotnost stanovena jako průměr těchto hodnot.

Rozměry vzorků

Rozměry zkušebních těles byly měřeny s minimální přesností 1 % (rozměry do 150 mm posuvným měřidlem s přesností 0,01mm a rozměry nad 150 mm svinovacím metrem s přesností 0,5 mm) po klimatizování zkušebních vzorků.

2.2 Destruktivní metody

Zkouška kolíkového spoje s deskou VELOX WS

Pro destruktivní testování byl použit hydraulický lis EU 40, který umožňoval vyvodit a plynule registrovat zatížení s mezní chybou $\pm 1 \%$ zatížení působícího na zkušební těleso a zatlačení spojovacího prostředku do dřeva s mezní chybou $\pm 1 \%$ zatlačení.

Zkušební těleso

Zkušební těleso byl pravoúhlý hranol o rozměrech 35×90×150mm (obr. 3). Tloušťka zkušebního tělesa, 35 mm, odpovídala výrobní tloušťce desky.



Obr. 3: Zkušební vzorky

Před osazením spojovacího prostředku byla zkušební tělesa klimatizována na konstantní hmotnost (výsledky dvou následujících vážení provedených v intervalu 6 h se vzájemně neodlišují více než 0,1 % hmotnosti zkušebního tělesa).

Pro kolíkové spojovací prostředky byly do zkušebních těles předvrtány otvory stejného průměru, jako je průměr kolíku (stejně při jejich užití v praxi).

Ocelový zkušební přípravek

Ocelový zkušební přípravek byl vyroben z konstrukční oceli a navržen tak, aby tření mezi ocelovými deskami a zkušebním tělesem neovlivnilo výsledek zkoušky (obr. 4).



Obr. 4: Ocelový zkušební přípravek

Odhad maximálního zatížení

Maximální hodnota zatížení kolíkového spoje byla stanovena dle EC5 (spoj vnějších tlustých ocelových desek a středního dřevěného prvku – dřevěné desky):

$$F_{ax,Rk} = 0,5 f_{h,2,k} t_2 d = 0,5 \cdot 34,74 \cdot 35 \cdot 6 = 3648 \text{ N} = 3,648 \text{ kN}$$

$$F_{ax,Rk} = 2,3 \sqrt{M_{y,Rk} f_{h,2,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} = 2,3 \sqrt{11392 \cdot 34,74 \cdot 6} + 0 = 3544 \text{ N} = 3,544 \text{ kN}$$

kde:

$d = 6 \text{ mm}$ (průměr kolíku);

$t_2 = 35 \text{ mm}$ (tloušťka středního prvku).

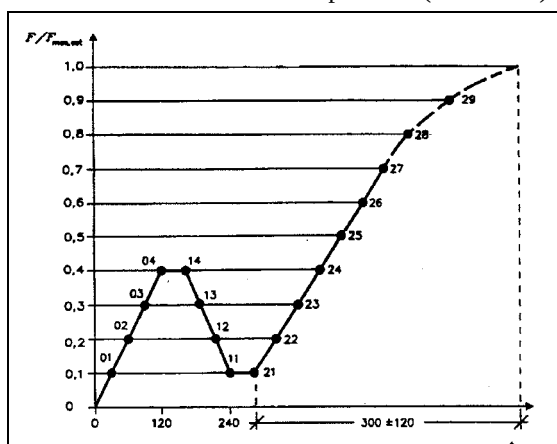
$$f_{h,2,k} = 50 d^{-0,6} t^{0,2} = 50 \cdot 6^{-0,6} 35^{0,2} = 34,74 \text{ MPa}$$

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot f_{u,k} d^{2,6} = 0,3 \cdot 360 \cdot 6^{2,6} = 11392 \text{ Nm}$$

Pozn.: Pro stanovení charakteristické pevnosti cementsťepkových desek v otlacení v současné době v České republice není přesně určený výpočetní vztah a proto byla pro výpočet použita hodnota pevnosti v otlacení třískových desek a OSB, které mají jak svou skladbou, tak objemovou hmotností k cementsťepkovým deskám VELOX WS nejbližší.

Zkušební postup

Zatížení bylo zvyšováno do hodnoty $0,4 F_{\max,est}$ a na této hodnotě bylo udržováno 30 s. Dále bylo zatížení sníženo na $0,1 F_{\max,est}$ a na této hodnotě bylo udržováno 30 s. Zatížení bylo posléze zvýšeno tak, že bylo dosaženo maximálního zatížení v průběhu (300 ± 120) s (obr. 5).



Obr. 5: Postup zatěžování [1]

Stanovované charakteristiky spoje

Ze zaznamenaných měření byly spočteny tyto hodnoty:

Pevnost stěny otvoru:

$$f_h = \frac{F_{\max}}{d t} \quad (1)$$

Pružný modul stlačitelnosti:

$$K_e = \frac{0,4 f_{h,est}}{w_e} \quad (2)$$

kde:

- d – průměr spojovacího prostředku v mm;
- $F_{\max}$ – maximální zatížení v N;
- $f_{h,est}$ – odhadnutá pevnost stěny otvoru v $\text{N} \cdot \text{mm}^{-2}$;
- t – tloušťka desky v mm;
- w_e – pružná deformace.

Odhadnutá pevnost stěny otvoru:

Odhadnutá pevnost stěny otvoru, která vychází z odhadnutého maximálního zatížení je určena z následujícího vztahu:

$$f_{h,est} = \frac{F_{\max,est}}{d \cdot t} \quad (3)$$

kde:

$F_{\max,est}$ – maximální odhadnuté zatížení v N;

d – průměr spojovacího prostředku v mm;

t – tloušťka desky v mm.

Dosazením do vzorce (3) byla stanovena odhadnutá pevnost stěny otvoru, která vychází z odhadnutého maximálního zatížení:

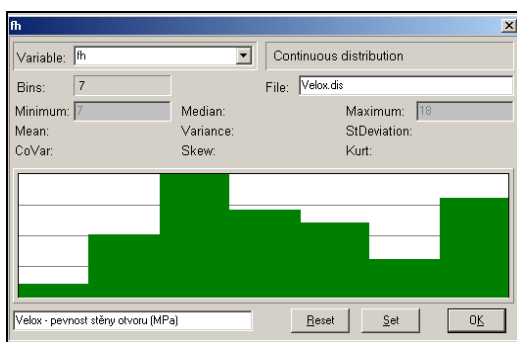
$$f_{h,est} = \frac{F_{\max,est}}{d \cdot t} = \frac{3544}{6,35} = 16,88 \text{ MPa}$$

3 VÝSLEDKY MĚŘENÍ

Z výsledků získaných z destruktivního testování byla pozornost zaměřena především na stanovení pevnosti stěny otvoru v testovaných cementoštěpkových deskách VELOX WS a pružný modul stlačitelnosti tohoto spoje.

Pevnost stěny otvoru

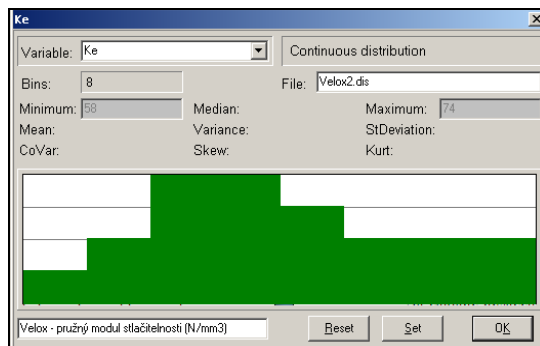
Na základě dosazení získaných hodnot do vzorce (1) byly stanoveny statistické veličiny pevnosti stěny otvoru a sestaven histogram těchto hodnot (obr. 6).



Obr. 6: Histogram naměřených hodnot a aproximace Gaussovým rozdělením pevnosti stěny otvoru

Pružný modul stlačitelnosti

Na základě dosazení získaných hodnot do vzorce (2) byly stanoveny statistické veličiny pružného modulu stlačitelnosti a sestaven histogram těchto hodnot (obr. 7).



Obr. 7: Histogram naměřených hodnot a aproximace Gaussovým rozdělením pružného modulu stlačitelnosti

Výsledné hodnoty

Tabulka 1 uvádí stručný přehled výsledků získaných při destruktivním testování kolíkového spoje s deskou VELOX WS.

Tab. 1: Tabulka výsledných hodnot kolíkového spoje s deskou VELOX WS (X – průměrná hodnota veličiny, SD - směrodatná odchylka, 5 % - 5 % kvantil)

	Výsledné hodnoty		
	X	SD	5 %
Pevnost stěny otvoru – f_h [MPa]	14,85	1,86	11,75
Pružný modul stlačitelnosti – K_e [N.mm ⁻³]	65,70	3,90	59,27

4 ZÁVĚR

Z výše uvedeného je patrné, že charakteristická hodnota (5 % kvantil) pevnosti stěny v otvoru $f_h = 11,75$ MPa, získaná z destruktivního testování, je o cca 30 % nižší než původně odhadovaná hodnota OSB desek $f_{h,est} = 16,88$ MPa, což je zřejmě dáno odlišnou strukturou a hustotou cementoštěpkových desek VELOX WS (viz obr. 1, 2 a 3).

PODĚKOVÁNÍ

Při řešení byly využity výsledky dosažené za finančního přispění MŠMT, projekt 1M0579, v rámci činnosti výzkumného centra CIDEAS.

LITERATURA

- [1] ČSN EN 383 Dřevěné konstrukce – Zkušební metody – Stanovení pevnosti stěny otvoru a charakteristik stlačitelnosti pro kolíkové spojovací prostředky, ČNI 06/2007.

Oponentní posudek vypracoval:

Ing. Jaroslav Sandanus, Ph.D., STU Bratislava, Katedra kovových a drevených konštrukcií.

Ing. Renáta Korenková, Ph.D., Žilinská univerzita v Žilině, Katedra pozemného staviteľství.

Marie STARÁ¹

VÝPOČET POŽÁRNÍ ODOLNOSTI TLAČENÉHO OCELOBETONOVÉHO SLOUPU

CALCULATING FIRE RESISTANCE PUSHED COMPISITE COLUMN

Abstrakt

Předmětem tohoto příspěvku je výpočet únosnosti oboustranně vetknutého ocelobetonového sloupu, který je zatížen teplotou. Sloup je rozdělen na stejně velké úseky po výšce, které mají rozdílnou tuhost. Tuhost daného úseku je ovlivněna teplotou působící na sloup. Stanovení únosnosti je provedeno na centricky tlačném sloupu z kruhové trubky vyplněné betonem.

Klíčová slova

Teplota, sloup, tuhost sloupu, požár.

Abstract

The subject of this paper is to calculate the load on both side fixed concrete filled hollow column. The column is temperature load. Column will be divided into equally large sections that have different stiffness. The stiffness of the stretch is affected by temperature acting on the column. Determination of the load is done centrally pushed to the mast of a circular tube filled with concrete.

Keywords

Temperature, column, stiffness of the rod, fire.

1 ÚVOD

Ocelobetonové konstrukce, někdy nazývané také kompozitní konstrukce, jsou tvořeny ocelovými a betonovými částmi spojenými do jednoho celku. Toto konstrukční spojení dvou materiálů je staticky i konstrukčně výhodné a přináší i ekonomické zisky. Výhody této kompozitní konstrukce se také výrazně projeví při požáru. Tenké ocelové prvky se rychle prohřívají a v důsledku toho postupně ztrácejí únosnost. Zatímco betonové části zůstávají chladnější, zajišťují únosnost konstrukce, a také navíc chrání ocel před přenosem tepla a tím zpomalují její pevnostní degradaci.

U nechráněných dutých ocelových sloupů vyplněných betonem se pro stanovení únosnosti vychází z materiálových vlastností ovlivněných teplotou, jelikož dochází k nestacionárnímu vedení tepla průřezem. Pro rozložení teplot po průřezu tyčových prvků konstantního průřezu není třeba uvažovat prostorovou soustavu při modelování, ale lze zjednodušeně řešit rovinu příčného řezu.

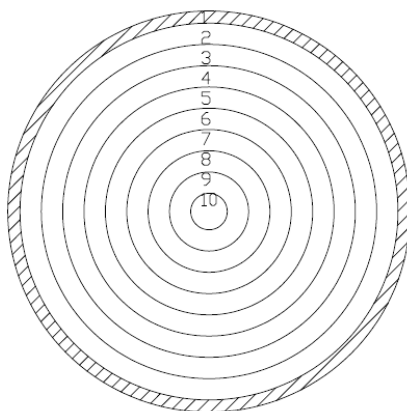
2 VSTUPNÍ HODNOTY

Obecně jsou výpočty požární odolnosti založeny ve většině případů na tom, že se předepsaným způsobem stanoví teplota v konstrukci. V jejích jednotlivých částech a pro tuto sníženou teplotu se určí materiálové charakteristiky oceli a betonu a posléze se určí celková únosnost sloupu [3].

¹ Ing. Marie Stará, Katedra konstrukcí, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Poděště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 596 991 375, e-mail: marie.stara@vsb.cz.

Stanovení únosnosti je provedeno na centricky tlačném sloupu z kruhové trubky průměru 330 mm a tloušťky stěny 10 mm z oceli S355 vyplněné betonem C30/37. Délka sloupu je 3,5 m, která je rozdělena po výšce na 10 úseků s rozdílnou teplotou. Teplota je vypočítána SW (Ansys 12.0) [6], který využívá metodu konečných prvků. Prut může tepelně podélně dilatovat.

Příčný řez všech úseků je rozdělen na 10 vrstev, z nich jedna vrstva je ocelová a zbylé vrstvy tvoří beton, viz obr. 1. V jednotlivých vrstvách se při normovém požáru dle ISO 834 předpokládá konstantní teplota.



Obr. 1: Příčný řez sloupu, rozdělení vrstev vč. jejich označení

3 POSTUP VÝPOČTU ODOLNOSTI SLOUPU PŘI ZVÝŠENÉ TEPLOTĚ

Návrhová vzpěrná únosnost se stanoví ze vztahu $N_{fi,Rd} = N_{fi,cr} = N_{fi,pl,Rd}$, kde $N_{fi,cr}$ je pružná kritická neboli Eulerova síla při požáru a $N_{fi,pl,Rd}$ je návrhová hodnota plastické únosnosti v tlaku celého průřezu při požáru.

$$N_{fi,cr} = \frac{\pi^2 (E_{a,\theta,\sigma} I_a + E_{c,\theta,\sigma} I_c + E_{s,\theta,\sigma} I_s)}{l_\theta^2} \quad (1)$$

$$N_{fi,pl,Rd} = \frac{A_a \sigma_{a,\theta}}{\gamma_{M,fi,a}} + \frac{A_s \sigma_{s,\theta}}{\gamma_{M,fi,s}} + \frac{A_c \sigma_{c,\theta}}{\gamma_{M,fi,c}} \quad (2)$$

Při výpočtu se zpravidla postupuje tak, že se poměrné protažení zvětšuje po krocích, pro které se vypočítají hodnoty $N_{fi,cr}$ a $N_{fi,pl,Rd}$. Rozhodující pro výpočet těchto hodnot je tangentový modul pro i -tý materiál při teplotě $E_{i,\theta,\sigma}$ a napětí $\sigma_{i,\theta}$ v i -tém materiálu průřezu při teplotě, protože obě hodnoty jsou funkcí poměrného přetvoření. Při zvětšování poměrného přetvoření roste $N_{fi,pl,Rd}$ a zmenšuje se $N_{fi,cr}$. Hodnoty $N_{fi,cr}$ a $N_{fi,pl,Rd}$ se zpřesňují tak dlouho, dokud neplatí vztah $N_{fi,Rd} = N_{fi,cr} = N_{fi,pl,Rd}$ [4]. Tento vztah potom udává hodnotu únosnosti prvku při požáru. Pro každý úsek platí, že poměrné protažení úseku je rovno poměrného protažení i -tého materiálu průřezu:

$$\varepsilon = \varepsilon_a = \varepsilon_s = \varepsilon_c \quad (3)$$

Když budeme předpokládat, že úseky mají rozdílnou teplotu, pak samozřejmě nelze uvažovat, že se všechny úseky prodlouží o stejnou délku, jelikož poměrné prodloužení je na teplotě závislé. S tím je třeba při výpočtu uvažovat.

Jak už bylo výše uvedeno, tak prut je rozdělen na 10 úseků, kde délku úseků budeme uvažovat konstantní, tzn. délka jednoho úseku je 350 mm. Čísla úseků a jejich teploty jsou uvedeny v tab. 1, kde první dva úseky mají stejnou teplotu. Úseky jsou číslovány od paty sloupu, kde teplota je nejvyšší.

Tab. 1: Teplota jednotlivých úseků

Číslo úseku	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Teplota úseku [°C]	860	860	841	767	713	640	584	543	514	495

Při výpočtu se postupuje tak, že se na začátku určí plochy a momenty setrvačnosti všech vrstev. Dále se vypočítají hraniční hodnoty poměrného přetvoření, modulu pružnosti všech vrstev a napětí v oceli a betonu. Vztahy pro výpočet mechanických vlastností ovlivněných teplotou jsou použity dle [5].

V následující tabulce jsou uvedeny hodnoty pro první úsek při poměrném počátečním přetvoření $\varepsilon = 0,00088$. Následující úseky jsou provedeny obdobně.

Tab. 2: Hodnoty mechanických vlastností pro číslo úseku 1 při teplotě 860°C

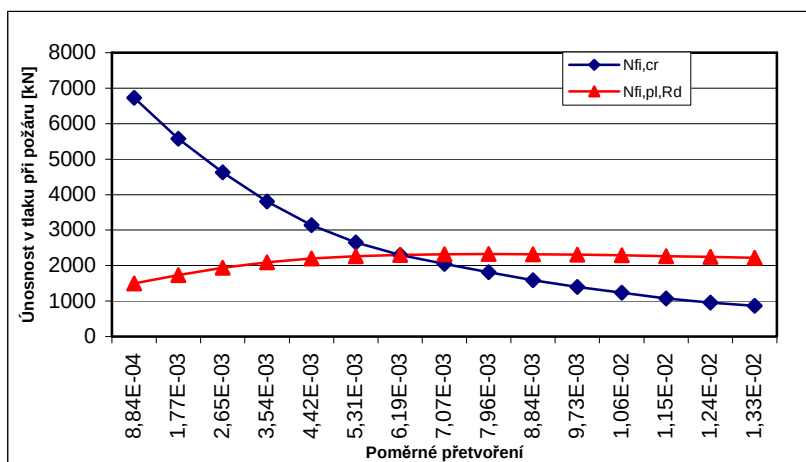
Vrstva	Teplota [°C]	Plocha průřezu A_i [mm ²]	Moment setrvačnosti I_i [mm ⁴]	Napětí $\sigma_{i,\theta}$ [N/mm ²]	Modul pružnosti $E_{i,\theta,\sigma}$ [N/mm ²]
ocel (1. vrstva)	860	10053	129	14	16065
beton (2. vrstva)	856	16081	173	$17 \cdot 10^{-2}$	193
beton (3. vrstva)	652	14157	118	$58 \cdot 10^{-2}$	652
beton (4. vrstva)	475	12233	76	$189 \cdot 10^{-2}$	2134
beton (5. vrstva)	343	10308	46	$435 \cdot 10^{-2}$	4905
beton (6. vrstva)	245	8384	25	$561 \cdot 10^{-2}$	6313
beton (7. vrstva)	173	6460	11	$724 \cdot 10^{-2}$	8129
beton (8. vrstva)	125	4536	4	$862 \cdot 10^{-2}$	9630
beton (9. vrstva)	98	2611	$8 \cdot 10^{-1}$	$956 \cdot 10^{-2}$	10642
beton (10. vrstva)	90	707	$4 \cdot 10^{-2}$	$993 \cdot 10^{-2}$	11028

Tento postup je nutné provést pro všechny úseky s postupně se zvětšujícím se poměrným přetvořením v závislosti na teplotě.

Celkové určení hodnoty $N_{fi,pl,Rd}$ jednotlivých úseků je provedeno podle vztahu:

$$N_{fi,pl,Rd} = \sum_{i=1}^n \frac{A_i \sigma_{i,\theta}}{\gamma_{M,fi,i}} \cdot \frac{l_i}{l} \quad (4)$$

Výpočet kritické síly na oboustranně vetknutém sloupu byl proveden za pomoci počítačového programu, pomocí něhož byl vytvořen SW (Microsoft Excel) v jazyce Visual Basic [7], který pracuje na principu numerické metody. Hlavní proměnné vstupní veličiny, tj. počet úseků s různou tuhostí, délka jednotlivých úseků, ohybová tuhost jednotlivých úseků, počáteční síla apod. se zadávají nezávisle na sobě. Pro výpočet kritické síly byla použita silová metoda, která spočívá v určení stupně statické neurčitosti, stanovení deformačních podmínek, kanonické rovnice (přetvárné), obecné vyjádření deformací pomocí integrálů, které jsou ohraničeny horní a dolní mezí [1], [2].



Obr. 2: Průběh výsledných hodnot $N_{fi,cr}$ a $N_{fi,pl,Rd}$ pro jednotlivá přetvoření prvního úseku

4 ZÁVĚR

Předmětem tohoto příspěvku byl výpočet únosnosti oboustranně vetknutého ocelobetonového sloupu zatíženého teplotou.

Jak je patrné z obr. 2, tak celková maximální únosnost sloupu v tlaku o délce 3,5m je v místě, kde se protne křivka $N_{fi,cr}$ a $N_{fi,pl,Rd}$, tj. v hodnotě 2300 kN.

Tento způsob výpočtu lze použít i pro složitější případy zatížení teplotou. Například tehdy, kdy teplota bude rozdělena do úseků o různých délkách a nikoliv délkách konstantních. A rovněž v případech, kdy bude sloup zatížen teplotou o různé intenzitě, nezávisle na jejím působení (v hlavě či patě sloupu, případně středních částech sloupu).

LITERATURA

- [1] KADLČÁK, Jaroslav; KYTÝR, Jiří. *a Statika stavebních konstrukcí II*. Místo vydání Brno: Vydavatelství VUTIUM. Rok vydání 2001. Počet stran 431. ISBN 80-214-1648-3.
- [2] ŠMÍŘÁK, Svatopluk. *Pružnost a plasticita I*. Místo vydání Brno: Vydavatelství CERM. Rok vydání 1999. Počet stran 210. ISBN 80-214-1151-1.
- [3] WALD, František a kolektiv. *K výpočtu požární odolnosti nosných konstrukcí*. Místo vydání Praha: Vydavatelství ČVUT v Praze. Rok vydání 2008. Počet stran 102. ISBN 978-80-01-03943-4.
- [4] WALD, František a kolektiv. *Výpočet požární odolnosti stavebních konstrukcí*. Místo vydání Praha: Vydavatelství ČVUT v Praze. Rok vydání 2000. Počet stran 336. ISBN 80-0103157-8.
- [5] ČSN EN 1994-1-2 Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí – Část 1-2:Obecná pravidla – Navrhování konstrukcí na účinky požáru. Praha: Vydavatelství ČNI. 2006. 95 s.
- [6] ANSYS 12.0, www.ansys.com.
- [7] Microsoft Office Excel 2003, www.microsoft.com.

Oponentní posudek zpracoval:

Prof. Ing. František Wald, CSc., ČVUT v Praze, Fakulta stavební, Katedra ocelových a dřevěných konstrukcí, Thákurova 7, 166 29 Praha.

Doc. Ing. Marcela Karmazínová, CSc., Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav kovových a dřevěných konstrukcí, Veveří 95, 602 00 Brno.

Martin Džanaj¹

**PASPORTNÍ EVIDENCE ŽELEZNIČNÍHO SVRŠKU V ČESKÉ REPUBLICE A NÁVRH
ZÁSAD JEHO MODERNIZACE**

**EVIDENCE OF THE RAIL SUPERSTRUCTURE IN THE CZECH REPUBLIC AND PRINCIPLE
OF ITS MODERNIZATION**

Abstrakt

Jedním z nejvýznamnějších majetků Správy železniční dopravní cesty, státní organizace (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 informačního systému SŽDC. Evidence je vedena v digitalizovaném stavu pomocí jednotných specializovaných programů. SŽDC má v současné době za cíl zmodernizovat pasportní evidenci železničního svršku, a tak se naskýtá možnost zhodnocení současných systémů a navržení zásad modernizace pasportní evidence.

Klíčová slova

Železniční svršek, geoinformační systémy, pasportizace, údržba.

Abstract

One of the most eminent property of the Railway Administration Office (SŽDC) - government organization is the rail superstructure forming a railway which is carrying and conducting the railway vehicles. The objects of the rail superstructure and their ordering are recorded in the files that are a part of the SŽDC's information system. The booking is usually being done in the digital state with unified specialized software. Current goal of the SŽDC is to modernize the passport record of the rail superstructure. This opens the possibility to evaluate current systems and propose principles for the passport record modernization.

Keywords

Rail superstructure, geoinformation systems, passportisation, maintenance.

1 ÚVOD

Když se řekne pasport nebo pasportní evidence, mnoho lidí si představí přítěž nebo „absurdum“ bývalého režimu. Pokud ale pohlédneme hlouběji do problematiky, nalezneme mnohé skutečnosti svědčící o důležitosti této disciplíny.

Pasport je technická evidence popisující objekt po stránce technické, stavební, inženýrské, legislativní a provozní, na základě které lze řídit provoz objektu, plánovat rozvoj, zkrátka držet objekt pod kontrolou. Na železnici v ČR funguje systém, podle kterého se z pasportu určují tzv. udržovací jednotky. Podle počtu udržovacích jednotek získává každá správa dopravní cesty příslušné finanční zdroje ze státního rozpočtu. Pasport je tedy možno považovat za základní kámen, od kterého se odvíjí provozování každého majetku.

¹ Ing. Martin Džanaj, Katedra městského inženýrství, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Poděště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 608 858 334, e-mail: mdzanaj@centrum.cz.

Jedním z nejvýznamnějších majetků 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 informačního systému SŽDC. Evidence je vedena v digitalizovaném stavu pomocí jednotných specializovaných programů.

SŽDC má v současné době za cíl zmodernizovat pasportní evidenci železničního svršku, a tak se naskytá možnost zhodnocení současných systémů a navržení zásad modernizace pasportní evidence.

2 HISTORIE

Zpracování historie je velmi důležité nejen k pochopení souvislostí současných principů a systémů vedení pasportní evidence, ale také k návrhu budoucí struktury a možných požadavků k vytvoření nových software. Historií pasportu železničního svršku se zatím nikdo nezabýval a neexistuje tedy k tomuto žádná odborná literatura. Analýza historie převyšuje možnosti tohoto článku, a tak je zde uvedena jen zjednodušená rámcová historie.

Historie pasportu železničního svršku v ČR se dá rozdělit do čtyř období:

- **Období od roku 1918 do roku 1961**

V tomto období se vedly podrobné evidence dle směrnic ministerstva železnic vzhledem ke statistickým údajům pro majetkové účely. Data vedené v tomto období tvoří rámcově základy informací, které se vedou v dnešní době v pasportu železničního svršku.

- **Období od roku 1961 do roku 1981**

V roce 1961 byl vydán předpis k zajišťování všeobecných zásad statistické činnosti v resortu federálního ministerstva dopravy, který navýšil počet informací, které se musí vést v resortu železničního svršku. Byla zavedena nutnost vést nákresné přehledy železničního svršku.

- **Období od roku 1981 do roku 1994**

1. 1. 1983 vešel v platnost předpis federálního ministerstva dopravy pro vedení základních prostředků traťového hospodářství výpočetní technikou na počítači EC 1033. Toto bylo první automatizované zpracování pasportních dat železničního svršku výpočetní technikou v ČR (ČSSR). Počítač EC 1033 se nacházel na Správě Střední dráhy Olomouc. Vznikly formuláře, do kterých se ručně vepisovaly informace. Po té byly tyto formuláře posílány z jednotlivých traťových distancí na Správu Střední dráhy Olomouc, kde byla data zapisována do PC. Tento postup probíhal pouze v obvodu Správy Střední dráhy Olomouc, v ostatních správách (Správa Severozápadní dráhy Praha, Správa Jihozápadní dráhy Plzeň, Správa Východní dráhy Bratislava) byla data shromažďována pouze na formalizovaných formulářích bez počítačového zpracování a to až do roku 1994.

- **Období od roku 1994 do současnosti**

V roce 1994 byl vyvinut Pasport železničního svršku v rozhraní DOS, který se v základních strukturách používá do současnosti. V roce 1997 byl zaveden software pro Nákresný přehled železničního svršku a Nákresný přehled bezстыkové koleje. Ve stejném roce byl zaveden také software Statistika. V roce 2000 byla do Pasportu železničního svršku přidána vazba na SAP.

3 SOUČASNÝ STAV PROBLEMATIKY

Pro evidenci železničního svršku se pro operativně technické účely využívá zejména dále uvedený okruh agend tvořící Dílčí informační systém železničního svršku (dále DIS ŽSv), skládající se z těchto softwarových programů:

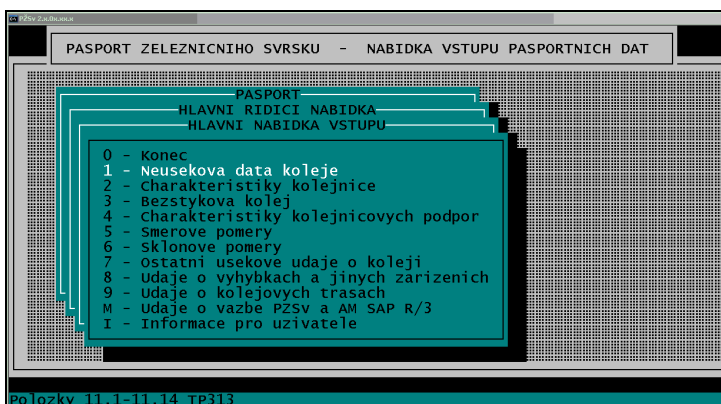
- pasport železničního svršku (PŽSv);
- nákresný přehled železničního svršku (NPŽSv);
- nákresný přehled bezстыkové koleje (NPBK);
- psaný přehled bezстыkové koleje (PPBK);

- evidence provozních ověřování a zkušebních úseků (EPROS);
- přehled výsledků činnosti odvětví stavebního (Statistika);
- uspořádání tratí a kolejí (Suptrati).

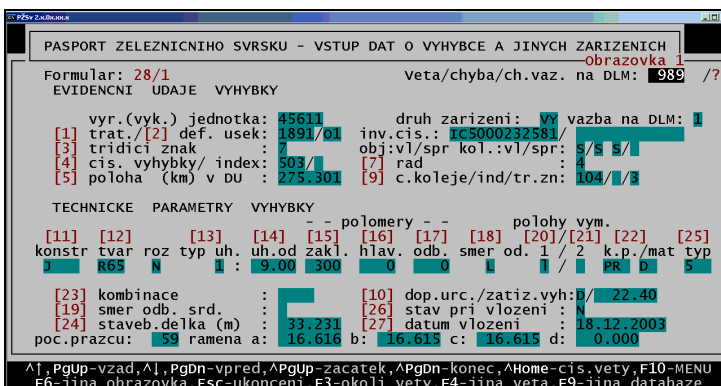
Pro lokalizaci objektů v pasportní evidenci železničního svršku a souvisejících agendách se využívá metodiky členění sítě tratí a kolejíšť na traťové a definiční úseky podle služebního předpisu SŽDC (ČD) M 12 “Předpis pro jednotné označování tratí a kolejíšť v informačním systému ČD”.

3.1 Pasport železničního svršku

Program umožňuje vést základní údaje o projektovaném stavu železničního svršku všech kolejíšť ve správě SŽDC. PŽSv tvoří základní datovou základnu kmenových dat o železničním svršku pro všechny ostatní aplikace. Jsou vedeny informace v každém metru tratě od druhu kolejnic, přes informace o sklonových a směrových poměrech, až po druh kolejového lože. Data jsou průběžně aktualizována tak, aby byla v souladu s aktuálním stavem trati. Jsou pravidelně zálohována a archivována v termínech určených příslušným odborným útvarem ředitelství divizí. Pasport železničního svršku vede vždy pro obvod své působnosti místně příslušná a pověřená organizační složka SŽDC, respektive její odborná správa. V pasportní evidenci příslušné organizační složky jsou vedeny vždy všechny objekty železničního svršku, které jsou ve správě této složky a objekty jiných vlastníků, respektive správců, které jsou nezbytné k vytvoření souvislého popisu kolejíště v daném obvodu. Údaje o objektech, které jsou ve správě dlouhodobého hmotného majetku příslušné organizační jednotky, uvedené v PŽSv musí plně odpovídat údajům uvedeným v příslušné ekonomické evidenci.



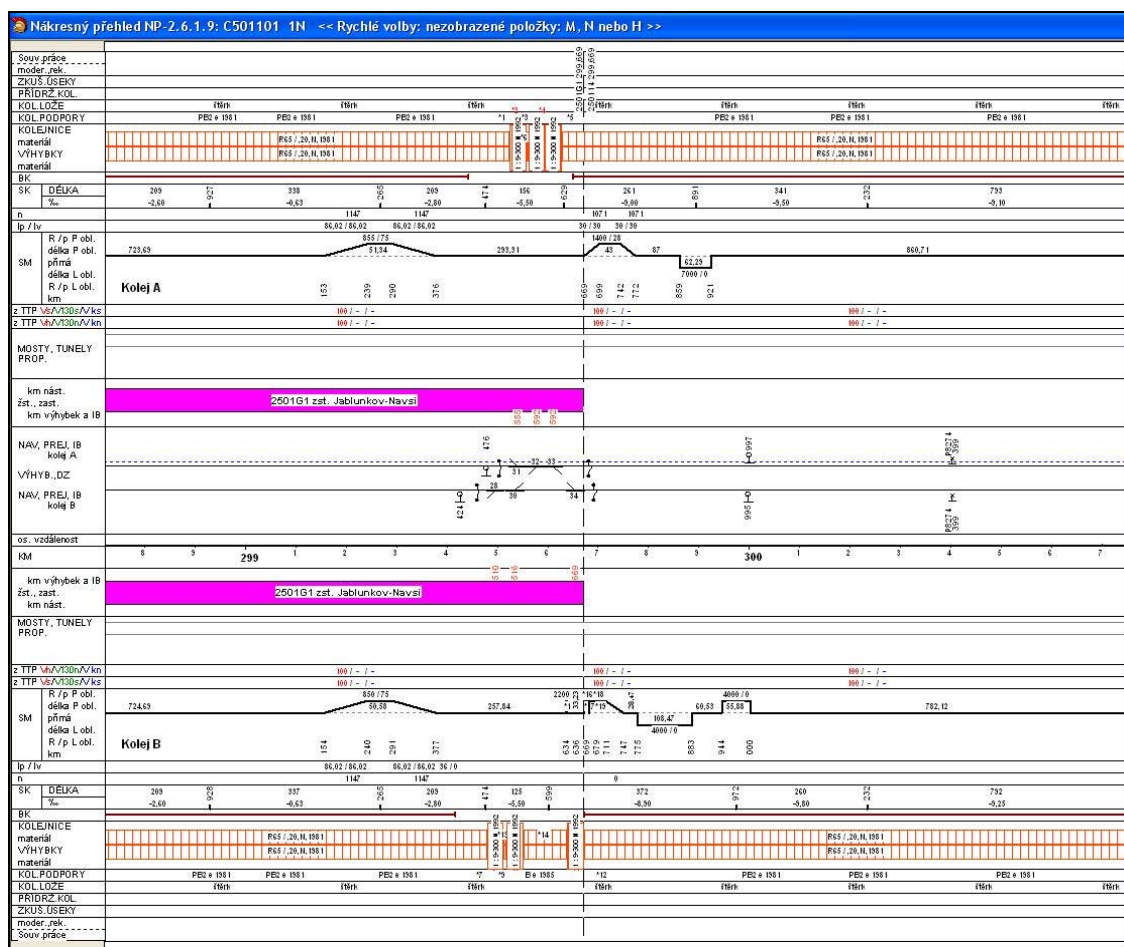
Obr. 1: Ukázka hlavní nabídky programu Pasport železničního svršku



Obr. 2: Ukázka informací o výhybce

3. 2 Náčrtný přehled železničního svršku

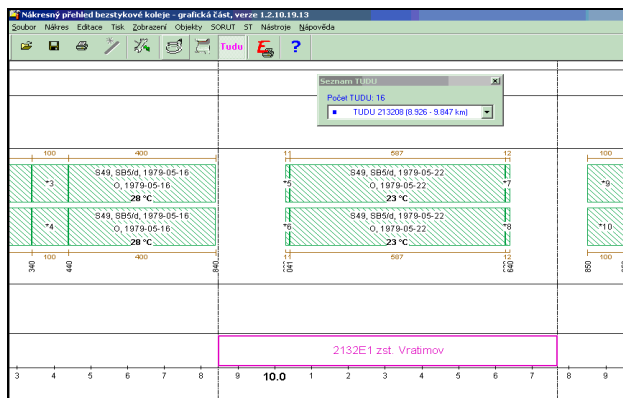
Tento program vytváří grafické výstupy z kmenových dat obsažených v pasportu železničního svršku. Je zde vyobrazeno např. konstrukční uspořádání hlavních traťových a průjezdných staničních kolejí, směrové a sklonové poměry a ostatní důležité údaje. Místně příslušný správce PŽSv je povinen průběžně udržovat soulad náčrtného přehledu železničního svršku v obvodu své působnosti a uloženého na správě tratí a jí podřízených jednotkách s aktuálním projektovaným stavem tratí. Podle pokynů nadřízeného orgánu je povinen pravidelně doplňovat a aktualizovat tyto přehledy uložené na generálním ředitelství SŽDC, minimálně však vždy jedenkrát ročně stavem k 31. 12. uplynulého kalendářního roku. Způsob a formu archivace a předávání náčrtných přehledů železničního svršku určuje generální ředitelství SŽDC.



Obr. 3: Ukázka z náčrtného přehledu železničního svršku

3.3 Náčrtný a psaný přehled bezстыkové koleje

Údaje o zřízení, údržbě a opravách bezстыkové koleje jsou pro bezстыkovou kolej ležící v hlavních traťových a průjezdných staničních kolejích obsaženy v „Náčrtném přehledu bezстыkové koleje” a pro ostatní koleje v „Psaném přehledu bezстыkové koleje”. V grafickém výstupu se zobrazují zejména upínací teploty závěrného svaru, datum svaru, typ kolejnice a typ prachů. Náčrtný přehled bezстыkové koleje se zpracovává na osobních počítačích pomocí jednotného programu. Data jsou pravidelně zálohována v termínu určeném generálním ředitelstvím SŽDC.



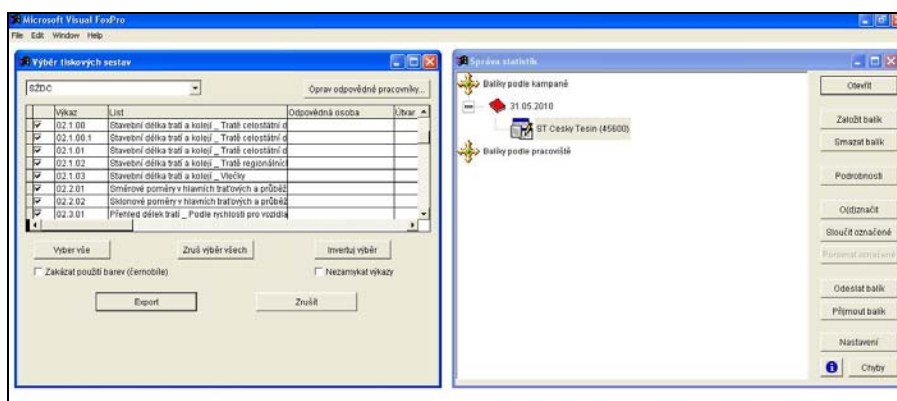
Obr. 4: Ukázka z nákrešného přehledu bezstykové koleje

3.4 Evidence zkušebních úseků

O všech probíhajících, vybraných a připravovaných ukončených provozních ověřováních konstrukcí železničního svršku je vedena specializovaná evidence, jejíž správou je pověřena Technická ústředna dopravní cesty. Tato evidence je vedena na osobních počítačích pomocí jednotného programu. Správa tratí, v jejímž obvodu je situován zkušební úsek, provádí pravidelně, podle příslušného výnosu o provozním ověřování, zápisy o kontrolách ověřovaných předmětů a stavu zkušebního úseku do příslušné evidence.

3.5 Přehled výsledků činnosti odvětví stavebního (Statistika)

Data o železničním svršku jsou pravidelně statisticky vyhodnocována pro potřeby analýzy stavu a činnosti a povinného vykazování statistických dat pro potřeby státní správy a mezinárodních organizací. Organizační složky ČD a SŽDC, které vedou Pasport železničního svršku, poskytují statistické údaje o železničním svršku podle pokynů odborného útvaru ředitelství, minimálně však vždy jedenkrát ročně k 31. 12. uplynulého kalendářního roku. Předávání, zálohování a archivace dat se řídí pokyny generálního ředitelství a odborných útvarů ředitelství. V částech vycházejících z datové základny PŽSv a navazujících automatizovaných agend se statistické vyhodnocování provádí automatizovaně pomocí jednotného programu. V částech, které nejsou vedeny v jednotném programovém prostředí, je statistické zpracování prováděno s využitím přímých ručních vstupů dat do výsledné evidence.



Obr. 5: Ukázka z programu Statistika

3.6 Uspořádání tratí a kolejí (Suptrati)

Tento program uspořádává síť tratí a kolejí ve správě organizačních jednotek SŽDC formou základních kolejových tras a supertras. Tento program slouží zejména pro účely zpracování dat

[illegible]

5 VYUŽITÍ NÁSTROJE GIS JAKO PROSTŘEDKU PRO MODERNIZACI PASPORTU A ZPŘÍSTUPNĚNÍ DAT O ŽELEZNIČNÍM SVRŠKU

V současnosti je jediným poskytovatelem informací o datech železničního svršku jen samotný zpracovatel pasportu, což klade obrovský nárok na vytiženost zpracovatele. Ztrácí se tak efektivita práce na samotné pasportizaci. Využití nástroje GIS (geografické informační systémy) jako prostředku pro zpřístupnění dat o železničním svršku umožní popisná data dále zpracovávat a vizualizovat v prostředí GIS (propojení s mapou). Dále poskytne relevantní informace jak vedení a odborným správám železniční dopravní cesty pomocí intranetu, tak širší veřejnosti (např. projekčním a realizačním firmám) pomocí internetu. Komu, za jakých podmínek a jaká data železničního svršku bude poskytovat, si může SŽDC nadefinovat. Odstraní se tak obrovský administrativní zátěž na jednotlivé zpracovatele pasportu. Geoinformační technologie umožňuje rozšířit jednoduchým způsobem počty uživatelů bez nutnosti ovládat složité pasportní programy. Složky plánující rozvoj a údržbu budou moci jednoduchým způsobem získat dostatečné informace (např. o stáří, data oprav, druh a tvar svršku, traťová rychlost, směrové a sklonové poměry, poloha a typ přejezdů, atd.) pro rozvoj a údržbu železničních tratí. Uživatel tak dostane informace o aktuálních datech – nyní jsou data aktualizována v půlročních cyklech při kampaních. 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.

GIS 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 nové informace potřebné 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 z CAD systémů apod. Výborným způsobem se dají použít fotogrammetrické podklady a údaje z dálkového průzkumu Země.

Rozvoj služby WWW (World Wide Web) přinesl především možnost zpřístupnění informací 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 tak rozšířit jednoduchým způsobem počty těchto uživatelů bez nutnosti ovládat složité pasportní programy.

Informace jsou poskytnuty jak ve formě prostorových dat (zobrazení mapové situace vybrané oblasti se zvýrazněnými objekty, o nichž jsou dostupné informace v databázi), tak ve formě atributové, jenž zahrnuje celou zbylou informační stránku aplikace. Webová mapová aplikace zahrnuje i funkce pro práci s daty a hlavně pro lepší orientaci a vyhledání informace v nepřehledném množství poskytovaných dat [3,4].

6 ZÁVĚR

V souvislosti s plánovanou modernizací pasportní evidence železničního svršku SŽDC je nutná explorace a analýza současných systémů a principů pasportní evidence, zpracování nedostatků současného řešení, prozkoumat historii pasportní evidence železničního svršku v ČR, která je velmi důležitá k pochopení interkonexí současných principů a systémů vedení pasportní evidence. Dále je nutno se zabývat analýzou odborné literatury o nejmodernějších nástrojích vedení pasportní evidence v zahraničí. Na základě těchto indukcí je nutno zpracovat jak návrhy a požadavky pro budoucí vývoj pasportu, tak požadavky pro vytvoření nových software.

Zásady modernizace by se měli za současného poznání zaměřit zejména na tyto oblasti řešení:

- využití pasportu jako efektivní nástroj pro rozvoj tratí a plánování údržby (v současné době využíváno SŽDC prakticky jen jako evidence majetku),
- návrh řešení s problémem aktuálnosti dat v systémech,
- nutnost respektovat metody směrnice EU INSPIRE – do 30. 5. 2019 by měly být k dispozici všechny soubory prostorových dat podle všech příloh této směrnice [1],
- zjednodušení systémů pro zpracovatele pasportu (v současné době trvá školení zpracovatelů pasportu 2 roky, než jsou schopni samostatně pracovat se systémy pasportizace ŽSv),
- vyřešení automatizovaných vstupů z jiných úloh informačních systémů SŽDC, které jsou suplovány duplicitními ručními vstupy,
- odstranění obrovské administrativní zátěže na jednotlivé zpracovatele pasportu,
- jednoduché získávání informací pro státní složky plánující rozvoj, údržbu a opravu železničních tratí,
- nenáročnost na koncové vybavení (hardware) uživatele – potřeba pouze připojení k Internetu nebo Intranetu, zbylé vybavení není rozhodující,
- celospolečenský význam – např. informace o uzavírkách přejezdů, postup realizovaných staveb, traťové rychlosti, atd.,
- možnost zvýšení přidané hodnoty již existujících funkčních webových mapových serverech,
- propojení databází s digitálním mapovým podkladem (*.shp, ortofotosnímky),
- vytvoření funkční webové mapové služby – nástroj pro zpřístupnění cenných informací (traťová rychlost, směrové a sklonové poměry, poloha a typ přejezdů, atd.) pro širší veřejnost bez složité znalosti pasportních programů,
- možnost on-line získávat informace v kteroukoliv denní nebo noční dobu (díky síti internet).

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]. Brusel. Vystaveno 15. 5. 2007 [cit. 2011-04-30]. Dostupné z: <http://eur-lex.europa.eu/LexUriServ/LexUriServ.do?uri=OJ:L:2007:108:0001:0014:EN:PDF>.
- [2] DŽANAJ, M. Pasportní evidence hmotného majetku a náklady rozvoje železniční dopravní cesty v ČR. *Periodica Academica*. 2008, roč. III, č. 2, s. 17-19. ISSN 1802-2626.
- [3] RAPANT, P. Geografické informační systémy – oč běží? Sborník referátů z konference GIS Ostrava 96. Ostrava: VŠB – TUO. Fakulta hornicko-geologická. Institut geoinformatiky, 1996. Str. 97-103.
- [4] RAPANT, P. Úvod do geografických informačních systémů. Skripta PGS. Ostrava: VŠB-TUO. Fakulta hornicko-geologická. Institut geoinformatiky, 2002. 112 s.
- [5] SR 103/7 (S) Pasportní evidence železničního svršku – služební rukověť. Schváleno rozhodnutím generálního ředitele ČD, a.s. dne 20. 01. 2005 č. j.: 59724/2004 - O13. Účinnost od 1. 1. 2005.

Oponentní posudek vypracoval:

Prof. Ing. Libor Ižvolt, Ph.D., Žilinská univerzita.

Ing. František Nantl, Ústav územního rozvoje.

Martin FERKO¹, Jan ČESELSKÝ²

SLEDOVÁNÍ ROZDÍLŮ V DOSTUPNOSTI BYDLENÍ ALGORITMIZOVANÝMI METODAMI

HOUSING AVAILABILITY DIFFERENCES MONITORING BY ALGORITHMIC METHODS

Abstrakt

Příspěvek nabízí novou analytickou metodu hledání rozdílů v datech, tj. porovnávání shodnosti výběrů dat časových řad, tzv. index distinkitivity. Téma textu je založeno na podkladech výzkumného projektu MMR ČR WD 05-07-3 „Regionální disparity v dostupnosti bydlení, jejich socioekonomické důsledky a návrhy opatření na snížení regionálních disparit“. Metodika je aplikována na území Moravskoslezského kraje, který je dále dělen na správní obvody obcí s rozšířenou působností.

Klíčová slova

Bydlení, algoritmus, disparity.

Abstract

This project offers a new analytical method for finding data distinctions, ie comparing similarity of time series data selection. This method introduces the index of distinction. The project is based on the research WD 05-07-3 "Regional disparities in availability and affordability of housing, their socio-economic consequences and tools directed to increase availability and affordability of housing and decrease the regional disparities". The methodology is applied on the Region, which is further divided into administrative districts of municipalities with extended competence.

Keywords

Housing, algorithm, disparity.

1 ÚVOD

Jednotné měření disparit v oblasti dostupnosti bydlení pomocí algoritmizovaných statistických metod nabízí možnost zjistit nerovnoměrnosti v ukazatelích bytového fondu ve volitelných územních jednotkách. V České republice jsou již zpracovány metodiky hodnocení disparit bydlení a rozvoje navazujících odvětví obecně. Problematika fyzické dostupnosti bydlení byla a je řešena často jako dílčí úkol v projektech, které sledují bydlení jako jeden ze segmentů podmínek udržitelného rozvoje [2].

Metodika hledá územní jednotky obcí s rozšířenou působností, které ve sledovaných parametrech často vykazují výrazné odlišnosti od ostatního území kraje. Je hledáno území, které lze označit za disparitní. Území je analyzováno z hlediska sledování variability ukazatelů v čase a seskupování územních jednotek na základě vybraných kritérií. Metodika používá tzv. index

¹ Ing. Martin Ferko, Katedra městského inženýrství, Fakulta stavební, VŠB - Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 1966, e-mail: martin.ferko@vsb.cz.

² Ing. Jan Česelský, Ph.D., Katedra městského inženýrství, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 951, e-mail: jan.ceselsky@vsb.cz.

distinktivitu, vyjadřující míru odlišnosti sledované prostorové jednotky vůči ostatním prostorovým jednotkám v souvislém územním celku.

V textu jsou popsány použité statistické metody, které jsou zavedeny do softwarové aplikace a dále jsou tyto metody příkladně aplikovány na vybraný ukazatel bytové výstavby – dokončené byty, se spojitostí s ukazatelem stavu bytového fondu, tj. počtu trvale obydlených bytů na 100 cenzovních domácností.

2 METODY

Pro analýzu stavu bytového fondu jsou použity a kombinovány algoritmizované statistické metody. Algoritmizace umožňuje zavést tyto metody do softwarové aplikace a tento nástroj lze pak aplikovat na další územní celky. Jde převážně o metody výpočtu variačních a růstových koeficientů, dále pak využití statistických hypotéz pro porovnání výběrů dat a také shlukové analýzy. V textu je uveden stručný popis vybraných metod.

2.1 Metoda shlukové analýzy k-průměrů

Cílem shlukové analýzy je nalézt v datech podmnožiny podobných objektů [4], tj. v předložené práci je metoda využita k seskupení územních jednotek do shluků s podobnými charakteristikami bytové výstavby.

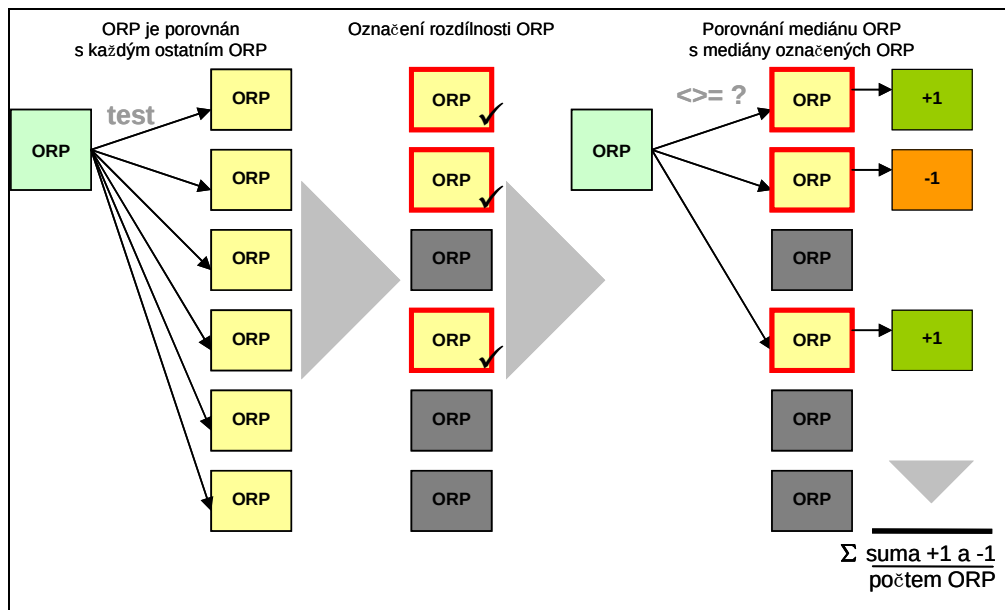
Metoda k-průměrů je hierarchická metoda shlukové analýzy, která umožňuje rozklad matice dat do předem určeného počtu shluků pomocí minimalizace daného kritéria (v tomto případě vzdálenosti). Pro vzdálenost mezi centroidem a jednotkou je použita Euklidovská prostá metrika [1].

V první fázi algoritmu shlukování jsou statistické jednotky rozloženy do požadovaného počtu shluků. V druhé fázi jsou určeny centroidy každého shluku v daném rozkladu. V další fázi jsou posouzeny vzdálenosti všech jednotek od jednotlivých centroidů a jednotky jsou zařazeny do shluku, k jehož centroidu mají nejbližší. Pokud již nedochází k žádným změnám a přesunům, tak se algoritmus ukončí. Jinak se procedura opakuje [3].

Ve vybraných analytických metodách je nutno počítat s takovými hodnotami, které by byly všechny souměřitelné. Úprava ukazatelů na souměřitelnou hodnotu se nazývá standardizace dat. Standardizace hodnoty se vypočte jako rozdíl sledované hodnoty a průměru celé řady v podílu se směrodatnou odchylkou.

2.2 Index distinktivitu

Zjednodušeně lze popsat index distinktivitu procesem, kdy se v cyklu porovnává každá územní jednotka se všemi ostatními územními jednotkami (viz obrázek 1) a do polí tabulky o rozměrech $n \times n$ (kde n značí počet územních jednotek) se vepisuje buď hodnota +1, je-li testovaná jednotka v mediánu větší než jednotka porovnávaná, nebo se vepíše hodnota -1, je-li tato jednotka v mediánu menší než jednotka porovnávaná. Pokud mají jednotky shodné rozdělení, vepíše se 0 (resp. prázdná hodnota). Pro každou územní jednotku je tedy $n-1$ polí s vepsanými hodnotami +1, 0, -1. Suma hodnot těchto polí, dělená počtem územních jednotek $n-1$, značí právě index distinktivitu (viz tabulka 1).



Obr. 1: Schéma výpočtu indexu distinktivity

Tab. 1: Tabulka vzájemných porovnání prvků a určení větších nebo menších mediánů

	Prvek A	Prvek B	Prvek C	Prvek D	SUMA	ID
Prvek A		+1	-1		0	0
Prvek B	-1		-1		-2	-0,67
Prvek C	+1	+1			3	1
Prvek D		+1	-1		0	0

Porovnání jednotek je provedeno pomocí testu statistické hypotézy o shodnosti výběrů dat (viz obrázek 1, prostřední sloupec – „označení rozdílnosti ORP“). Pokud jde o rozdělení normální, je vybrán typ testu parametrický, tj. t-test, což je test významnosti rozdílu dvou výběrových průměrů, a pokud jde o neparametrický typ testu, tj. není normální rozdělení dat, je vybrán Wilcoxonův pořadový test dvou nezávislých výběrů – Mannův - Whitneyův test³.

Do porovnávacího algoritmu vstupují tyto parametry:

- za prvek A (porovnávaný) je dosazena časová řada sledovaného ukazatele úz. jednotky A,
- za prvek B, C, D, ... n, je dosazena časová řada sledovaného ukazatele postupně pro každou ostatní jednotku.

³ Wilcoxonův (Mann-Whitneyův) neparametrický test je testem pořadovým a porovnávají se dva výběry dat z hlediska podobnosti rozdělení. U pořadových testů jsou přidělena pořadová čísla v řadě každému znaku souboru.

Ve vzorcích je index distinktivy vyjádřen takto:

$$V_i = \begin{cases} 1 & \text{pro } |Z_{A,i}| \geq z_{(\alpha/2)} \wedge M_A > M_i; \\ 0 & \text{pro } |Z_{A,i}| \geq z_{(\alpha/2)} \wedge M_A = M_i; \\ -1 & \text{pro } |Z_{A,i}| \geq z_{(\alpha/2)} \wedge M_A < M_i; \end{cases} \quad (1)$$

kde V_i je hodnota odlišnosti prvku A k prvku B (územní jednotce) a také směru vzhledem k většímu nebo menšímu mediánu hodnot, $Z_{A,i}$ je výsledek testu hypotézy o shodnosti dvou řad dat (Mann-Whitneyův test), M_A je medián hodnot řady A ; M_i je medián hodnot řady B . Index distinktivy se vypočte jako

$$I_D = \frac{\sum_{n=1}^i V_n}{n-1} \quad (2)$$

kde v čitateli je suma hodnot odlišností jednotlivých prvků V_n (územních jednotek) dělená počtem porovnávaných jednotek (sníženým o jeden stupeň, $n-1$).

Čím vyšší je index distinktivy v kladném směru, tím častější je rozdíl testované územní jednotky vůči ostatním (hodnota ukazatele je větší než u ostatních jednotek), obráceně to platí pro záporné indexy distinktivy.

Indexy distinktivy tedy poukazují na míru odlišnosti (rozdílnosti) ukazatele v územní jednotce vůči ostatním jednotkám. Nabývá kladných i záporných hodnot, ale jeho absolutní hodnota v přepočtu vždy ukazuje častost odlišností. Po sečtení absolutních hodnot indexů distinktivy více ukazatelů v územní jednotce je patrná četnost odlišností územní jednotky obecně, a lze tak poukázat na území, kde jsou ukazatele fyzické dostupnosti bydlení odlišné od ostatního sledovaného území.

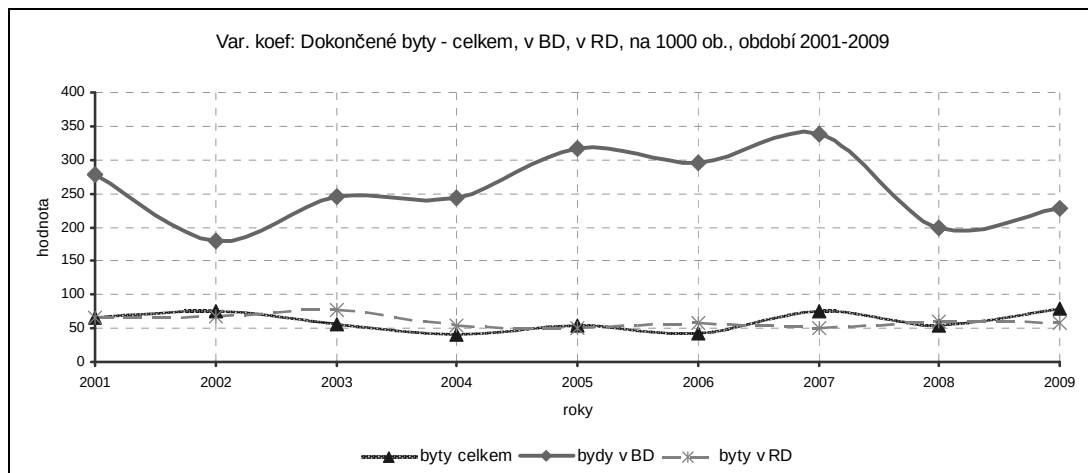
3 APLIKACE NA UKAZATEL DOKONČENÝCH BYTŮ (2001-2009)

Pro srovnání, ÚAP MSK [5] uvádí, že v rámci Moravskoslezského kraje vykazují vyšší hodnoty dokončených bytů jednak obce v blízkém okolí velkých měst (Ostrava, Třinec, Frýdek-Místek) a také obce v okolí masivu Ondřejníku a při severním úpatí Beskyd. Tato sídelní atraktivita je dána jednak dobrou dopravní dostupností hlavních sídelních center a v neposlední řadě kvalitou přírodního prostředí. Vyšší dynamika výstavby v některých obcích v horských oblastech souvisí s jejich využitím pro rekreaci. Naopak nízká je intenzita bytové výstavby ve větších městech a ve většině obcí hospodářsky slabých regionů (Osoblažsko, Rýmařovsko, Vítkovsko).

Variační koeficient u dokončených bytů celkem a bytů v rodinných domech (vše na 1000 obyvatel) se pohybuje v hodnotách 40-79 % (obrázek 2). U dokončených bytů v bytových domech (na 1000 obyvatel) se variační koeficient pohybuje v rozmezí 179-339 % a je patrné, že v čase je tato hodnota výrazně proměnlivá, kdežto u předešlých ukazatelů (dokončených bytů celkem a dokončených bytů v rodinných domech) je koeficient relativně stabilní. Je tedy zřejmé, že variační koeficienty nabývají vysokých hodnot a tento ukazatel v sobě nese vysokou míru rozdílnosti. Zároveň lze pozorovat snížení variačních koeficientů v roce 2008.

Variabilita ukazatele nové bytové výstavby je tedy vyšší u bytů v bytových domech, což je způsobeno faktem, kdy některé ORP jsou v bytové výstavbě bytových domů zcela „pasivní“. Konkrétně ORP Havířov, Jablunkov, Kopřivnice a Kravaře za období 2001-2009 nevykazují žádný dokončený byt v bytovém domě. „Pasivitu“ ve výstavbě rodinných domů vykazují ORP Karviná, Krnov a Vítkov.

Havířov a Karviná se tedy v nové bytové výstavbě souhrnně za bytové i rodinné domy výrazně odlišují od ostatních ORP. Ve srovnání těchto dvou ORP Havířov dominuje ve výstavbě rodinných domů a Karviná ve výstavbě domů rodinných.

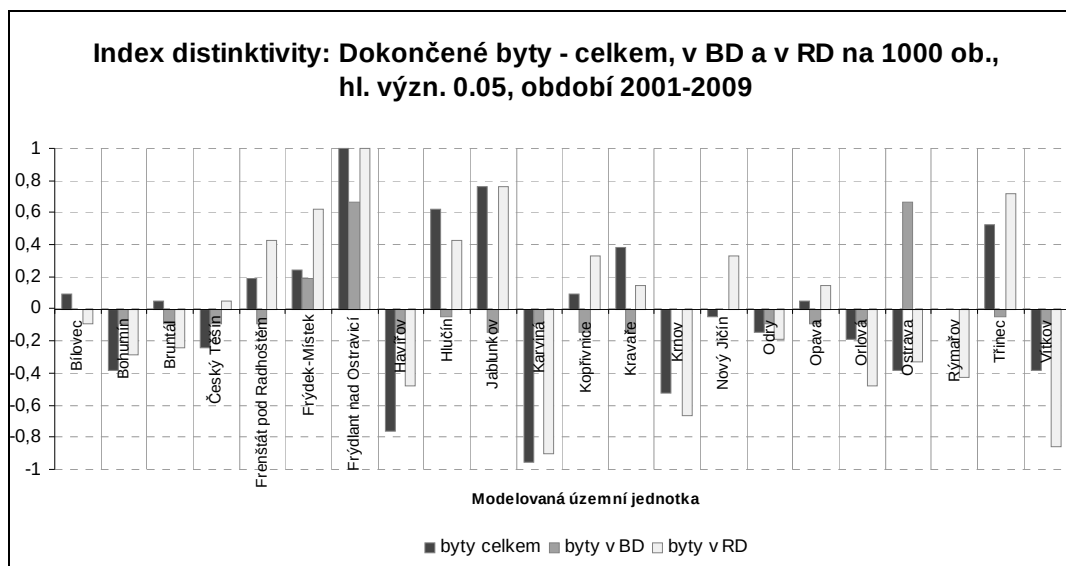


Obr. 2: Graf indexů distinkitivity počtů dokončených bytů v dělení na byty celkem, v BD a v RD v přepočtu na 1000 ob., za léta 2001-2009 (výstup z utility Disparitér MR)

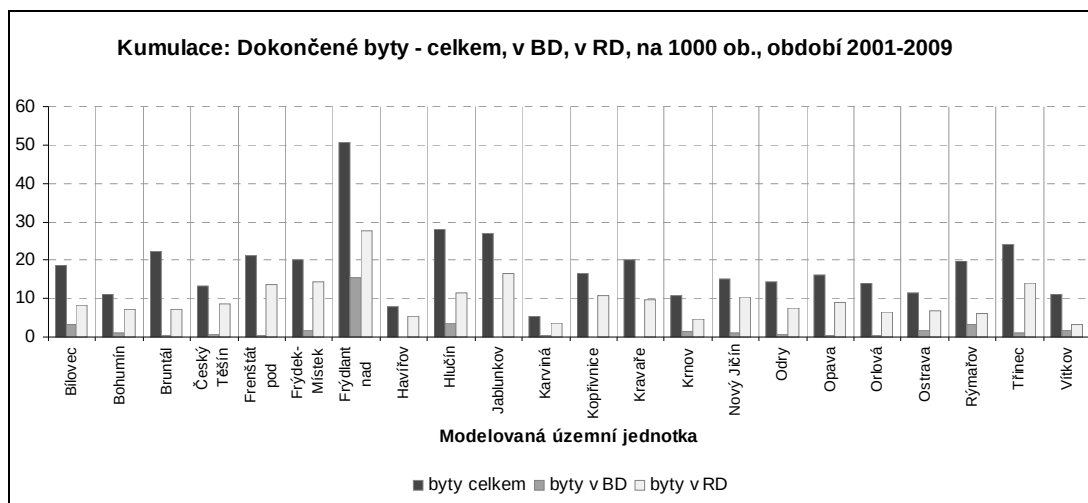
Nejvyšší kladný index distinkitivity v ukazateli dokončených bytů celkem na 1000 ob. v období 2001-2009 vykazuje ORP Frýdlant nad Ostravicí (hodnota +1), totéž platí u bytů v bytových domech (hodnota +0,67) a u domů rodinných (hodnota +1). U bytů v bytových domech je patrný vysoký kladný index distinkitivity také u ORP Ostrava (+0,67) a Frýdek-Místek (+0,19). Nejnížší záporný index distinkitivity v ukazateli dokončených bytů celkem na 1000 obyvatel v období 2001-2009 vykazuje ORP Karviná (hodnota -0,95), u bytů v bytových domech ORP Havířov, Jablunkov, Kopřivnice a Kravaře (všechny s hodnotou -0,14), u bytů v domech rodinných je to ORP Karviná (hodnota -0,9).

ORP Ostrava jako území regionální metropole vykazuje vysokou odlišnost (vysoký index distinkitivity, obrázek 3) v intenzitě bytové výstavby v bytových domech, i když kumulativně za období 2001-2009 tyto hodnoty výrazně nepřevyšují intenzity v ostatních ORP. Odlišnost je způsobena relativně stabilní intenzitou výstavby v přepočtu na 1000 obyvatel vůči ostatním ORP.

Při pohledu na bytovou výstavbu v letech 2001-2009 v rozdělení na byty v bytových domech a rodinných domech je v obou případech ORP Frýdlant nad Ostravicí s nejvyšším kumulativním počtem dokončených bytů (v bytových i rodinných domech, obrázek 4). V počtu dokončených bytů v bytových domech (na 1000 ob.) vykazují vyšší hodnoty také ORP Rýmařov, Bílovec a Hlučín. U dokončených bytů v rodinných domech na 1000 obyvatel je to kromě ORP Frýdlant nad Ostravicí také ORP Frýdek-Místek, Třinec, Jablunkov a Frenštát pod Radhoštěm.



Obr. 3: Graf indexů distinktivní počtu dokončených bytů v dělení na byty celkem, v BD a v RD v přepočtu na 1000 ob., za léta 2001-2009 (výstup z utility Disparitér MR)



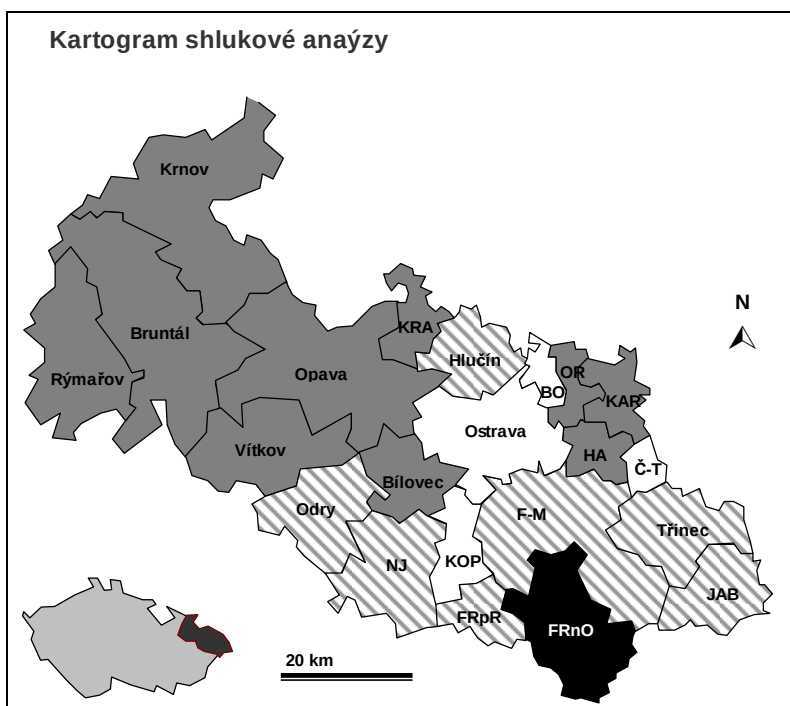
Obr. 4: Graf kumulací počtů dokončených bytů v dělení na byty celkem, v BD a v RD v přepočtu na 1000 ob., za léta 2001-2009 (výstup z utility Disparitér MR)

Byla provedena shluková analýza kumulací počtu dokončených bytů v bytových a rodinných domech na 1000 obyvatel za období 2001-2009 a počtu trvale obydlených bytů na 100 cenových domácností z roku 2001 (obrázek 5). Počet dokončených bytů charakterizuje intenzitu bytové výstavby v území a počty trvale obydlených bytů znázorňují stav celkového bytového fondu.

Vysokou intenzitu bytové výstavby v bytových i rodinných domech tedy vykazuje ORP Frýdlant nad Ostravicí, který disponuje relativně dobrým stavem životního prostředí se značným podílem cestovního ruchu a rekreace a dobrým dopravním napojením na větší města (Frýdek-Místek a Ostrava). Tato ORP, zjednodušeně řečeno, také silně „zareagovala“ na celkový stav bytového fondu

v roce 2001, kdy je patrný nízký počet trvale obydlených bytů na cenzovní domácnosti. Zřejmě jsou také migrační přírůstky obyvatelstva v posledních letech.

Obecně se výstavba rodinných domů kumuluje do jihovýchodní části Moravskoslezského kraje, konkrétně ORP Jablunkov, Třinec, Frýdek-Místek a právě Frýdlant nad Ostravicí. Lze také říci, že tyto oblasti jsou v blízké dostupnosti k územím s dobrým stavem životního prostředí a s vyšším stupněm rekreačního využití ploch. U domů bytových není patrná výrazná územní kumulace výstavby v žádné části kraje krom ORP Frýdlant nad Ostravicí.



Obr. 5: Kartogram souhrnné shlukové analýzy pro ukazatele dostupnosti bydlení celkového bytového fondu (výstup z utility Disparitér MR)

Tab. 1: Tabulka průměrů shluků (data standardizována)

	kumulace dok. bytů v BD	kumulace dok. bytů v RD	TOB / 100CD
shluk 1	3,94	3,41	-0,32
shluk 2	-0,32	-0,64	-0,01
shluk 3	-2,67	-0,56	-0,72
shluk 4	-0,37	-0,24	1,36

4 ZÁVĚR

Téma textu nabídlo pohled na metodu zkoumání problematiky disparit ve fyzické dostupnosti bydlení na území Moravskoslezského kraje v dělení na nižší územní jednotky správních obvodů obcí s rozšířenou působností. Analýza se týkala vybraných dostupných ukazatelů bytového fondu, intenzit bytové výstavby, demografických údajů a také širších ukazatelů podmínek rozvoje území, jako je například přihlédnutí k dopravním dostupnostem nebo stavu životního prostředí.

Nový pohled na vyjádření rozdílů v bydlení byl proveden pomocí výpočetních nástrojů a metod, které jsou zavedeny do softwarové aplikace „Disparitér MR“. Tento postup také poskytl ověření a sumarizaci již známých závěrů bytové problematiky Moravskoslezského kraje.

Aplikace je dostupná na webu: <<http://homen.vsb.cz/~fer031/disparity.htm>>.

PODĚKOVÁNÍ

Příspěvek byl realizován na podkladech výzkumného projektu MMR ČR WD 05-07-3 „Regionální disparity v dostupnosti bydlení, jejich socioekonomické důsledky a návrhy opatření na snížení regionálních disparit“.

LITERATURA

- [1] KELBEL, J. & ŠILHÁN, D. *Shluková analýza* [online]. 2009 [cit 2010-08-12]. Dostupné z: <<http://gerstner.felk.cvut.cz/biolab/X33BMI/slides/KMeans.pdf>>.
- [2] KOUDELA, V. *Regionální disparity v dostupnosti bydlení, jejich socioekonomické důsledky a návrhy opatření na snížení regionálních disparit - metodika analýzy fyzické dostupnosti bydlení*. Výzkumná zpráva k projektu MMR ČR WD 05-07-3, VŠB-TUO, OSTRAVA 2007.
- [3] TEKNOMO, K. *K-Mean VBA Tutorial* [online]. 2008 [cit. 2010-09-25]. Dostupné z: <<http://people.revoledu.com/kardi/tutorial/kMean/>>.
- [4] TVRDÍK, J. *Analýza vícerozměrných dat. Učební text pro kombinované studium* [online]. 2009 [cit.2010-09-20]. Dostupné z: <http://albert.osu.cz/tvrdik/down/files/XAVDAT_10.pdf>.
- [5] *Územně analytické podklady Moravskoslezského kraje – Rozbor udržitelného rozvoje území*. [online]. Moravskoslezský kraj 2009 [cit 2010-09-20]. Dostupné z: <http://verejna-sprava.kr-moravskoslezsky.cz/upl_0100.html>.

Oponentní posudek vypracoval:

Doc. Ing. Petr Dlask, Ph.D., ČVUT v Praze, Fakulta stavební, Katedra ekonomiky a řízení ve stavebnictví.

Doc. Ing. Jaroslav Dupal, CSc., ÚRS, a.s. Praha.

Hana PACLOVÁ¹

OSUD TECHNICKÝCH PAMÁTEK ZAMĚŘENÝCH NA TĚŽBU UHLÍ V OSTRAVĚ

FATE OF TECHNICAL MONUMENTS FOCUSED ON COAL MINING IN OSTRAVA

Abstrakt

Příspěvek nabízí pohled do historie vzniku důlních areálů v Ostravě, seznámí s jejich rozvojem, činností a současným stavem. V průběhu své existence prošly důlní areály několika stavebními úpravami, změnily svá jména. Po ukončení činnosti je osud mnohých z nich nejistý, některé již neexistují. Vzhledem k tomu, že mnohé z nich jsou technickými kulturními památkami, je žádoucí jejich zachování a při obnově je nutné postupovat v souladu s platnými právními předpisy v ČR.

Klíčová slova

Důl, technická památka, konverze, nová funkce.

Abstract

Post offers an insight into the history of mining sites in Ostrava, their development activities and current status. During its existence, the mining areas have undergone several reconstructions and have changed their names. Following the closure of the fate of many of them uncertain, some already exist. Given that many of them are technical monuments, it is desirable for the conservation and restoration must proceed in accordance with applicable laws and regulations in the country.

Keywords

Mine, technical monument, conversion, new features.

1 VLIV ROZVOJE HORNICTVÍ NA ROZKVĚT MĚSTA

Současná Ostrava je městem, které vzniklo z původního feudálního městečka, kde převažovalo zemědělství a řemesla, na základě objevu uhlí a s tím spojeným rozvojem těžebního a hutního průmyslu.

Již v mladopaleolitické době bylo objeveno uhlí na Landeku v Petřkovicích, další zmínky jsou z 15. století, později v 2. polovině 18. stol. byl učiněn nález v Polské Ostravě v údolí zvaném Burňa. Písemně jsou první nálezy uhlí dokumentovány v roce 1753, důlní těžba začala v roce 1782 na Landeku. Rozkvět důlní činnosti na Ostravsku se datuje od 2. poloviny 19. století. Do té doby byla Ostrava jedním z nejmenších měst na Moravě. V Ostravě v té době žilo okolo 1150 obyvatel. Vzestup města mohl nastat pouze za pomoci mimořádných zásahů. Nález uhlí a počátek průmyslové revoluce dal vzniknout i hutím a dalším zařízením, které s těžbou uhlí souvisí. Nastal nebývalý rozvoj uhelného a těžkého průmyslu, který byl spojen i s technickými změnami ve výrobě železa. Rozvoj průmyslu a dopravy v 19. století se tak staly hlavními městotvornými prvky, neboť výstavba těchto závodů s sebou přinesla potřebu ubytovat pracovníky a řemeslníky, kteří se podíleli na výstavbě závodů a později nutnost ubytování zaměstnanců a zajištění dopravního spojení mezi prací a

¹ Ing. arch. Hana Paclová, Katedra městského inženýrství, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, VŠB - Technická univerzita Ostrava, Fakulta stavební (FAST), Ludvíka Poděště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 1935, e-mail: hana.paclova@vsb.cz.

bydlením. V roce 1880 měla Ostrava 13 448 obyvatel, z nichž 57 % pracovalo v průmyslu a v roce 1910 pracovalo v průmyslu již 24,2 tis. zaměstnanců.

Na přelomu 19. a 20. století byla Ostrava jedním z největších průmyslových měst v Rakousku-Uhersku. Bylo to i díky tomu, že Ostrava byla poměrně brzy napojena na železnici, čímž se podstatně urychlila doprava materiálů potřebných pro další rozvoj průmyslu. Z tohoto výčtu je patrné, že největší vliv na rozvoj města mělo objevení uhlí a s tím spojený rozvoj těžkého průmyslu-zejména výstavba hutí a strojírenských závodů. To s sebou přineslo rozvoj dopravy, obchodu a živnostenského podnikání, finančního podnikání, školství, bydlení a dalších služeb pro obyvatele.[1]

Největší zastoupení z druhů průmyslu ve městě má tedy průmysl těžební - uhelné doly. Když bychom se pokusili je všechny vyjmenovat, došli bychom k číslu cca 50. V OKR bylo v letech 1986-1997 evidováno 51 stavebních technických památek zaměřených na hornickou činnost, z toho 32 již bylo s ukončenou činností a 19 činných. Když bychom se pokusili vyjmenovat ty nejdůležitější, dozvěděli bychom se, že se v Ostravě nacházely a nachází (vyjmenování je provedeno podle dostupných zdrojů a podle toho, jaké byly v době činnosti užívané názvy):

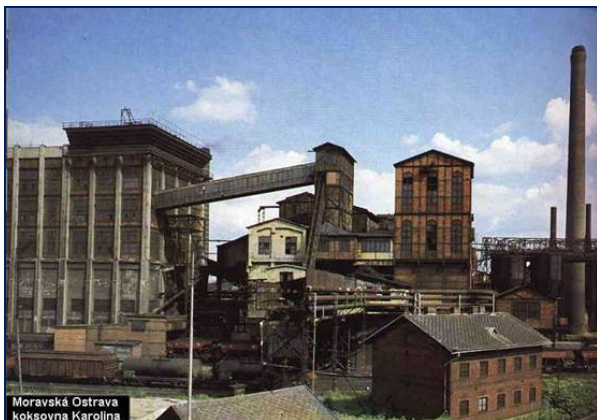
Jaklovecká dědičná štola, dědičná štola Barbora, Jáma Jindřich, Důl Vilém, Jáma č. 2, Jáma Terezie/Petr Bezruč, Jáma Trojice, Jáma Prokop, Jáma Luční, Jáma Ferdinand, Důl Ida, Důl Viktoria/Rudý říjen 2, Jáma Michal, Důl Michálka/Jan Nepomucký, Důl Jan Maria, Jáma Petr a Pavel, Jáma Hermenegild/Zárubek, Jáma Šalomoun, Důl Josef, Důl Karolina, Důl Antonín, Důl Hlubina, Důl Anselm/Eduard Urx, Jáma Salma, Důl Oskar, Důl Hubert, Důl Alexander, Důl Ignát/Jan Šverma, Jáma Louis/Důl Jeremenko, Jáma František, Důl Jiří, Důl Ludvík, Důl Odra a další [5]

A v jakém stavu jsou tyto areály dnes? Po etapě restrukturalizace průmyslu, která s sebou přinesla útlum těžební činnosti a hromadné zavírání dolů v 90. letech 20. stol., bylo mnoho důlních areálů Ostravska demolováno, některé jsou opuštěné, některé slouží jiným výrobním účelům a pro některé se podařilo najít novou funkci. Těch je bohužel ve srovnání se zeměmi západní Evropy zatím velmi málo.

2 DOLY ZANIKLÉ

Podíváme se nejprve na ty zaniklé-tedy buď srovnané se zemí nebo se zachováním některé části z areálu (těžní věž nebo jeden objekt s využitím pro jiné účely). Mezi nejznámější patří:

- důl Jindřich - v centru Ostravy, na ul. Nádražní - areál demolován v roce 1963, zůstala zachována pouze těžní věž;
- důl Karolina - v centru Ostravy, u Frýdlantských mostů, těžba ukončena v roce 1933, poté zůstal provoz koksovny a chemického závodu Ostravit- do roku 1972, pak byl areál na konci 80. let 20. stol. demolován celý;
- důl Jiří - Přívoz, v roce 1949 provoz zastaven, v roce 1952 jámy zasypány, v současnosti je zachována těžní budova;
- důl Šalomoun - v centru Ostravy, za divadlem A. Dvořáka- demolován v letech 1973-74 celý;
- důl Ida - Heřmanice, areál zlikvidován mimo objekt strojovery, která dnes slouží pro věznici Heřmanice;
- důl Viktoria - Heřmanice-v roce 1998 byl zlikvidován celý areál;
- důl Hermenegild - Slezská Ostrava, těžba ukončena v roce 1992, jáma zasypána, těžní věž odstřelena a celý areál zlikvidován v roce 1998.[2],[6].



Obr. 1: Bývalý důl Karolina
(dnes území určené pro novou výstavbu)



Obr. 2: Těžní věž dolu Jindřich

3 DOLY S UKONČENOU ČINNOSTÍ, BEZ VYUŽÍVÁNÍ

Další skupinou jsou areály, které ukončily těžbu a zůstaly opuštěné, vydané napospas vandalům a jiným kriminálním živlům. K těm patří:

- důl Trojice-Slezská Ostrava, provoz ukončen v roce 1975, areál opuštěn. Pro nové využití bylo zpracováno několik studií, zaměřených na rekreaci, nikdy nebyl nalezen investor;
- důl Petr Bezruč-Slezská Ostrava, těžba ukončena v roce 1992, část areálu demolována, zbývající tři objekty původního dolu prohlášeny za kulturní památky. Stavebně novější budovy využívány. V současné době zpracovány studie na využití – vznik nového společensko-kulturního centra Slezské Ostravy;
- důl Ignát/Jan Šverma – Mariánské Hory, těžba ukončena v roce 1994, od té doby budovy areálu postupně bourány, dnes zachovány šachetní budova s těžní věží, která sloužila jako jáma větrní, budova ventilátoru a budova strojovny. Objekty nevyužívány;
- důl Hubert-Hrušov, v roce 1973 byla ukončena těžba, v roce 1992 jámy zasypány, z původního areálu zůstala zachovaná strojovna a budova mechanických dílen;
- důl Oskar – Petřkovice, těžba ukončena v roce 1967, důl byl zcela uzavřen v roce 1997. Z areálu zůstaly zachovány 4 objekty (šachetní budova, správní budova a koupelny, dílny a vrátnice), které jsou z části nevyužívány a v části sídlí podnik Sběrné suroviny.[2],[6].

4 DOLY, KTERÉ NAŠLY NOVOU FUNKCI

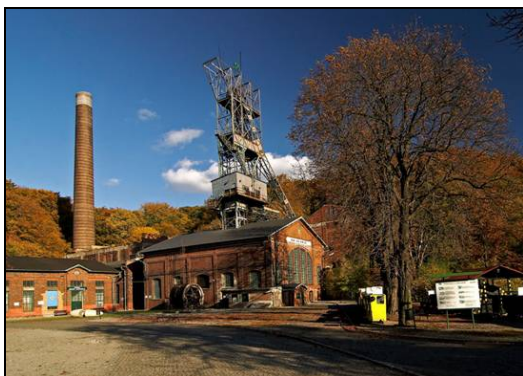
Poslední skupina je tvořena areály, které našly novou funkci a jsou využívány, popřípadě jsou v současné době stavebně upravovány. Sem patří:

- důl Jan Maria – Hranečnick, těžba byla ukončena v letech 1963-1964, v současné době je areál po konverzi a slouží jako hotel a restaurace s doprovodnými funkcemi;
- důl Anselm/Hornické muzeum - Petřkovice, těžba ukončena v roce 1991, muzeum vzniklo již v roce 1987, od roku 1992 začíná budování muzea, v roce 1993 je muzeum otevřeno pro veřejnost. V současné době obsahuje areál i spoustu dalších doprovodných funkcí, je zde pořádáno velké množství sportovních, kulturních a společenských akcí.
- důl Michal - Michálkovice, těžba ukončena v roce 1993, dnes areál využíván jako instalovaný objekt s prohlídkovou trasou a pracoviště NPÚ Ostrava-oddělení technických památek;

- důl Alexandr – Kunčičky, těžba byla ukončena v roce 1992. V areálu se zachovanými budovami povrchových pracovišť dnes sídlí několik soukromých firem s podnikáním v lehkém průmyslu a v oblasti služeb a Charita Sv. Alexander, objekty se postupně opravují;
- důl Hlubina – Moravská Ostrava, těžba byla ukončena v roce 1991, v současné době probíhá postupná rekonstrukce jednotlivých budov. Část areálu je navržena pro využívání jako prohlídková trasa, část budov bude mít novou funkci.[2],[6].



Obr. 3, 4: Důl Jan Maria, Ostrava-Hranečník - přestavba bývalého dolu na hotel a restauraci



Obr. 5, 6: Důl Anselm/Eduard Urx, Ostrava - Petřkovice, dnes Hornické muzeum s prohlídkovou trasou, možností sfát do původních slojí a expozicí báňského záchranářství

Jak je zřejmé z výčtu, v současné době se podařilo z celkového množství důlních areálů najít jen pro malou část nové komplexní využití. Dva areály jsou zaměřeny na osvětu a muzejnictví, jeden je využíván komerčně, jeden pro sociální účely a poslední jmenovaný by měl být součástí projektu konverze s využitím pro společensko-kulturní středisko.

5 ZHODNOCENÍ SOUČASNÉHO STAVU DŮLNÍCH AREÁLŮ A JEJICH MOŽNÉ PERSPEKTIVY ROZVOJE

Mnohé z těchto objektů jsou zapsány pro své kvality jako technické kulturní památky, v mnohých bychom našli ještě i zachované technologické zařízení. Tyto stavby se pro své památkové hodnoty staly nedílnou součástí kulturního bohatství naší společnosti, mají vliv na pochopení

civilizačního vývoje, reprezentují vyspělost v oblasti vědecko-výzkumné, architektonické, umělecké a sociální. ČR se v počtu technických památek zařadila po bok nejvyspělejších států zejména v oblasti hornictví, hutnictví a vodohospodářství. Dokazuje to soubor unikátních technických památek obsahující větrnou jámu Vrbici, Důl Michal a areál Dolu Hlubina a vysokých pecí Vítkovických železáren, který je navržen na prohlášení za památku UNESCO. [4]

Ostravsko počtem dolů není možné přirovnat k žádnému z regionů v ČR, v zahraničí pak můžeme jistou obdobu najít v Polsku – v oblasti hornoslezské pánve, kolem měst Walbrzych a Nowa Ruda, dále pak ve městech Pavlovice, Jastrzebie-Zdroj, Raciborz a Suszec a v Německu – v oblasti Severního Porýní-Vestfálska a Porúří.

V Ostravě se vzhledem k velkému počtu památek těžebního průmyslu bude těžko hledat využití pro všechny areály. Na řadu musí přijít jejich vyhodnocení z hlediska jejich kvality a výjimečnosti. Největší šanci na záchranu mají areály, které jsou prohlášeny za kulturní památky.

6 PRÁVNÍ PROSTŘEDÍ PRO PAMÁTKOVOU OCHRANU TĚCHTO AREÁLŮ

Pro mnohé z ostravských technických památek bylo záchranou před demolicí jejich navržení na zápis do seznamu nemovitých kulturních památek.

Prohlašování za kulturní památku se děje podle zákona č. 20/1987 Sb., o státní památkové péči ve znění pozdějších předpisů a podle prováděcí vyhlášky č. 66/1988 Sb., kterou se provádí památkový zákon. Památkový zákon nejen stanoví průběh prohlašování věcí za kulturní památky, ale rovněž stanoví orgány státní památkové péče a definuje jejich činnost. Ukládá rovněž vlastníkům kulturních památek povinnosti, které musí splnit při jejich opravách a užívání. Nedílnou součástí je také stanovení postihů za nedodržování tohoto zákona. Dalším právním předpisem je zákon č. 500/2004 Sb., správní řád, který určuje průběh prohlašování, stanoví účastníky řízení a v neposlední řadě je to i zákon č. 183/2006 Sb., o územním plánování a stavebním řádu a to v § 18 – „Územní plánování ve veřejném zájmu chrání a rozvíjí přírodní, kulturní a civilizační hodnoty území, včetně urbanistického, architektonického a archeologického dědictví. Přitom chrání krajinu jako podstatnou složku prostředí života obyvatel a základ jejich totožnosti. S ohledem na to určuje podmínky pro hospodárné využívání zastavěného území a nezastavitelných pozemků“. Dále je to § 90- „V územním řízení stavební úřad posuzuje, zda je záměr žadatele v souladu: b) s cíli a úkoly územního plánování, zejména s charakterem území, s požadavky na ochranu architektonických a urbanistických hodnot území“.[3]

7 ORGANIZACE, KTERÉ SE ZABÝVAJÍ OCHRANOU TECHNICKÝCH PAMÁTEK

V ČR v současné době působí několik organizací, zabývajících se problematikou ochrany průmyslového dědictví. Jsou to:

- Sekce ochrany průmyslového dědictví - založená v roce 1987 v Praze, vznikla jako základna pro zodpovězení otázek souvisejících s historií a rozvojem průmyslového dědictví, jako možnost hledání odpovědi na znovuoživení těchto památek a měla podněcovat zájem o tuto skupinu památek. Její funkcí bylo objevovat, shromažďovat a publikovat technické památky- odborné články vycházely a vycházejí v časopise FORUM. Sekce se stala jedním z mnoha členů TICCIIH (Mezinárodní komise pro ochranu průmyslového dědictví), a tím získala granty na podporu výzkumu průmyslových památek.
- Kolegium pro technické památky při ČKAIT (Česká komora autorizovaných inženýrů a techniků) a ČSSI (Český svaz stavebních inženýrů) vzniklo za účelem popularizace záchrany průmyslového dědictví.
- VCPD (Výzkumné centrum průmyslového dědictví) - založeno v roce 2002 při ČVUT v Praze. Jeho cílem je mapovat a vyhodnocovat průmyslové dědictví po restrukturalizaci průmyslových staveb v ČR. Výsledkem činnosti je sestavení registru průmyslového dědictví

ČR. Význam Registru (v digitální prezentaci) jako nástroje pro uchování průmyslových staveb je především v tom, že umožňuje při vlastním výzkumu spolupráci mezi profesionálními a amatérskými znalci a studenty. Tato databáze je propojena i se systémem GPS a tak je možné použít nasbírané informace také v oblasti rozvoje turistického ruchu - pro sestavení nabídky tradičních cílů turistiky nebo sestavení tras alternativní turistiky.

Vedlejším produktem je publikační činnost. VCPD spolupracuje s širokým okruhem externích odborníků a s vysokými školami - dochází tak k propojení teorie a praxe. Výstupy této organizace tak jsou v oblasti vědecké, pedagogické, odborně-osvětové a prezentační. [7]

Velkou osvětou jsou od roku 2001 pravidelně pořádané akce s názvem Bienále technických památek Industriální stopy, které se pořádají co 2 roky. Bienále má za úkol seznámit nejen odborníky, ale i širokou veřejnost s problematikou zachování technických a průmyslových památek. Bienále má část teoretickou - tedy odborný seminář se zahraniční účastí a doprovodnou - odborné exkurze po průmyslových památkách. Ve městech, kde probíhají odborné exkurze je plánováno v souběhu spoustu dalších akcí na podporu záchrany historického technického dědictví.

8 JAKÉ JSOU TEDY MOŽNOSTI PRO NOVÉ VYUŽÍVÁNÍ OPUŠTĚNÝCH DŮLNÍCH AREÁLŮ?

Pro hledání nového využití existuje několik možných postupů, které se používají u nás i v zahraničí. Jsou to:

- zachování památek v intaktní podobě i s původním technologickým zařízením a doplněním funkcemi a službami pro návštěvníky (nejsnazší řešení) – tzv. autentická památka;
- vytvoření skanzenu či muzea z přenesených exemplářů-vytržením z původního prostředí však dojde ke ztrátě informační historické hodnoty;
- konverze památek:
 - demolice;
 - výběr typických reprezentantů s cílem jejich neinvazivní konverze (zachování historických znaků-bez nového využití) a demolice ostatních. Stavba je zachována v původním stavu (někdy bývá označován jako tzv. poslední pracovní den), obvykle slouží jako památka technických, technologických a civilizačních znaků daného období;
 - nové využití-úprava historických objektů, zachování původní atmosféry, změna funkce. Jsou provedeny úpravy, nutné pro nový účel stavby, ale projevuje se snaha zachovat charakteristické prvky objektu (např. režné zdivo, typická okna, etc.). Vzniká nové dílo, spojující v sobě staré a nové části. Velmi záleží na přístupu všech zúčastněných a invenci architekta, aby novým návrhem byly podtrženy historické stavby a nově doplněné tvořily pozadí;
 - rozsáhlé urbanistické projekty velkých průmyslových území. V poslední době se stále častěji objevují studie na řešení ploch s velkou rozlohou. Cílem je jejich integrace do struktury města, okolí. Jsou tak vytvářeny například polyfunkční městské čtvrtě[3].

Nejvíce užívané možnosti přeměny těchto památek jsou:

- muzea,
- umělecké galerie,
- společenská, zábavní a nákupní centra,
- moderní kanceláře,
- umělecká studia,
- knihovny a prostory pro podnikání.

9 ZÁVĚR

Pro Ostravu znamenal rozvoj těžby uhlí a hutí nebývalý rozvoj. Spolu s průmyslem se postupně začaly rozvíjet všechny další funkční složky města. Je proto nanejvýš nutné, aby tyto technické památky zůstaly zachovány v obraze města, aby se staly neoddelitelnou součástí historie vzniku města, aby pro další generace byly připomínkou toho, že Ostrava byla městem dolů a hutí. Je pravdou, že před 30 lety nikoho nenapadlo budovy spojené s těžbou a zpracováním uhlí chránit. Spousta obyvatel si ještě i dnes myslí, že průmyslové areály jsou jizvou ve tváři města, bohužel si ve své podstatě neuvědomují, jak moc tyto objekty dotváří právě charakter průmyslového města, kterým Ostrava bezesporu byla a pořád ještě je. V Ostravě by demolice významných hornických areálů představovala likvidaci kulturní historie, paměti města a především ztrátu vlastní identity. Je škoda, aby dominanty těžních věží byly nahrazeny billboardy a poutači zahraničních obchodních řetězců, kterými je město postupně zahlcováno a jejichž budoucnost je nejistá...



Obr. č. 7 - Poutač obchodního řetězce Kaufland

Průmyslová města bez místně typických a charakteristických prvků – v tomto případě těžních věží, působí podobně jako masově stavěná sídliště, která se od sebe v mnoha městech evropských států vůbec neliší. Jejich obyvatelé jsou pak jako lidé bez domova.

Navíc většina těchto opuštěných důlních areálů se nachází v blízkosti žijících městských struktur. Snahou jednotlivých městských obvodů by tak mělo být zapojit tyto nevyužívané areály do okolí a najít pro ně vhodné využívání. Z hlediska dalšího vývoje města tvoří tyto plochy významný rozvojový potenciál a jejich konverze by měly přispět k oživení ekonomického růstu města. Město se postupně musí naučit pracovat s těmito opuštěnými areály a průmyslovými památkami jako s povinnou složkou pro rozhodování o jejich využití. Při plánování konverze by se mělo rovněž počítat se širšími územními vazbami - sídelními, regionálními či celorepublikovými. Pro zachování průmyslové památky platí:

- při rozhodování, zda zachovat nějakou historickou budovu či areál, je nutné se vyhnout posuzování z pohledu profesionála. Nejříve prozkoumejte lidskou hodnotu;
- než začnete dále hodnotit, snažte se pochopit společenský a kulturní kontext objektu;
- využijte technické a obchodní dovednosti k vyřešení a obhájení projektu;
- buďte neústupní a nevzdávejte se¹.

LITERATURA

- [1] Kolektiv autorů, *Dějiny Ostravy*, vydalo nakladatelství Sfinga, Ostrava, 1993, ISBN 80-85491-39-7.
- [2] ZDAŘILOVÁ, R., PACLOVÁ, H., MATĚJ, M., BOROVCOVÁ, A., *Technické památky v Ostravě*, Repronis, Ostrava 2007, ISBN 978-80-7329-157-0.
- [3] Kolektiv autorů, *Regenerace průmyslových ploch, II. díl*, připravovaná skriptá FAST VŠB TU-Ostrava.
- [4] MATĚJ, M., RYŠKOVÁ, M.: Kulturní dědictví Vítkovických železáren, časopis *Zprávy památkové péče*, roč. 59, 1999, str. 31-39.
- [5] *Historie českého a slovenského hornictví*. Webové stránky. [on-line]. < <http://www.hornictvi.info> >.
- [6] *Ostravaci – novinky, historie a dění obyvatel Ostravska*. Webové stránky. [on-line]. < <http://www.ostravaci.cz> >.
- [7] *Výzkumné centrum průmyslového dědictví FA ČVUT v PRAZE*. Webové stránky. [on-line]. < <http://vcpd.cvut.cz> >.

Oponentní posudek vypracoval:

Prof. Ing. Vítězslav Zamarský, Vysoká škola podnikání, a.s. Ostrava, vedoucí Katedry podnikání a managementu v životním prostředí.

Ing. Jitka Koščáková, MSK, Odbor územního plánování, stavebního řádu a památkové péče, vedoucí oddělení památkové péče.

¹citace Martin Stockley: Važme si svého historického dědictví, str. 99, publikace *Ve vzduchoprázdnu-mezi profesionály a amatéry*.

Jana ZELINKOVÁ¹

ÚČINNOST ZAVEDENÍ MĚSTSKÉHO MÝTNÉHO SYSTÉMU S OHLEDEM NA KVALITU ŽIVOTA V CENTRU HL. M. PRAHY

THE EFFICIENCY OF URBAN ROAD PRICING WITH REGARD TO THE QUALITY OF LIFE IN THE PRAGUE CITY CENTRE

Abstrakt

Zavedení regulace dopravy ve městech s využitím zpoplatnění vjezdu do určené oblasti realizovaného městským mýtným systémem představuje široce diskutované téma. Nejprve jsou představeny klíčové výstupy zahraničních zkušeností se zavedením zvoleného restriktivního opatření. Účinnost v podmínkách České republiky je následně hodnocena v hl. m. Praze s využitím výstupů několika dopravních modelů. Pro výsledné stanovení efektivnosti zvoleného regulačního nástroje je použita delfská metoda, která umožnila nezávislé zapojení významných specialistů z oboru dopravních systémů pro nastavení hodnot váhových koeficientů významu jednotlivých dílčích výstupů na celkové zhodnocení účinnosti tohoto kontroverzního regulačního nástroje.

Klíčová slova

Dopravní kongesce, individuální automobilová doprava, regulace dopravních proudů, městský mýtný systém, kvalita života.

Abstract

Regulating traffic in urban areas by making people pay a toll for entering specific areas (congestion pricing) is widely discussed. Firstly, the key findings of foreign experience in introducing this measure are presented. The applicability of these measures to the Czech Republic, and the capital city, Prague, is assessed by using the outcomes from some traffic models. In order to decide on the effectiveness of this regulatory measure the 'Delphi method' has been used. This features independent assessment by a group of experts, with the aim of relating the importance of each partial outcome to the total impact of this regulatory toll.

Keywords

Congestion, individual car transport, regulation of traffic flow, urban congestion-charging scheme, quality of life.

1. ÚVOD

Dlouhodobý nárůst individuální automobilové dopravy (dále jen „IAD“) je celosvětový problém. Dotýká se jak extravilánu, tak městských aglomerací. Výrazný nárůst používání IAD v České republice je spojen s obdobím společenské transformace, tj. po roce 1989. Vysoké přírůstky objemů dopravy jsou zaznamenány ve všech velkých městech. Hl. město Praha je však jediné, kde se začaly podnikat konkrétní kroky vedoucí k možnému zavedení městského mýtného systému (dále je „MMS“) [1].

Objemy IAD v Praze rostou rozhodně rychleji, než vzniká odpovídající dopravní infrastruktura, která je bezpochyby předpokladem dlouhodobé stabilizace dopravní situace. Doposud

¹ Ing. Jana Zelinková, Katedra městského inženýrství, Fakulta stavební, VSB – TU Ostrava, Ludvíka Poděště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 225 131 419, email: jana.zelinkova@mdcr.cz.

město aplikovalo, obdobně jako většina větších měst, kromě standardní regulace dopravních proudů světelnou signalizací i regulaci dopravy řadou restriktivních nástrojů, mezi něž patří dynamicky ovládané dopravní omezení při normální i smogové situaci, tvorby zón zákazu vjezdu, motorových vozidel a motocyklů, omezení vjezdu nákladních automobilů nad 3,5/6/12t celkové hmotnosti, zóny placeného stání, objemovou i finanční regulaci dopravy v klidu apod. Účinnost těchto opatření saturovala své limity, přesto se nárůst IAD nepodařilo zastavit.

Speciální, doposud neimplementovaný nástroj regulace dopravy představuje MMS, který byl v zahraničí úspěšně aplikovaný již v řadě center velkých měst. Jeho úkolem je identifikace každého vozidla při vjezdu do stanovené oblasti a následné zpoplatnění ve stanovené výši. Právě dopravní situace v centru hl. města ČR je z důvodu morfologie širšího centra města a unikátní historické hodnoty vlastního centra o to kritičtější. S ohledem na negativní účinky IAD, ať už ve formě emisí, hluku, dynamicky se měnící kapacitou vlivem stále narůstajících kongescí MHMP zvažuje zavedení tohoto politicky velmi citlivého restriktivního nástroje (MMS).

2. ZAHRANIČNÍ ZKUŠENOSTI

MMS je implementován v řadě světových metropolí. Za všechny jmenujme např. evropská města Londýn, Stockholm, Oslo nebo Singapur, jako reprezentanta velkoměsta na Dálném východě. Motivací pro toto opatření byla především zmíněná snaha omezit objemy IAD a s tím související dopravní kongesce, které představují jeden z nejpalčivějších problémů velkých měst na celém světě. Kongesce v městském prostředí lze interpretovat jako důsledek snahy řešit zvýšenou poptávku po silniční síti jednostranně a to zvyšováním propustnosti (kapacity) komunikací[2]. Postupně se takto města dostala do „začarovaného kruhu“. MMS byl tudíž zaveden s cílem zvrátit tento dlouhodobý trend. Současně však nelze opominout funkci MMS jako zdroje dodatečných příjmů pro financování potřebné dopravní infrastruktury.



Obr. 1: Začarovaný kruh dopravních kongescí

Patrně nejznámějším příkladem je MMS zavedený v centru metropole Londýn. Londýn, jako jedno z hlavních center světového obchodu, prožíval před zavedením restriktivního opatření dlouhé kolony stojících či velmi pomalu popojíždějících automobilů. Dopravní kongesce byly stále častější a déletrvající. Před zavedením MMS dosahovala průměrná rychlost v centrálním Londýně okolo 13 km/hod, tedy zhruba stejné rychlosti jako před 100 lety, kdy rychlost byla dána především limity vlastních dopravních prostředků. Na dnes zpoplatněné území vjíždělo mezi 7:00 až 18:30 hod. denně cca 250 tisíc aut, přitom během ranní špičky mezi 7:00 až 8:00 hod. to bylo 40 tisíc aut za hodinu. Uživatelé IAD trávili zhruba polovinu svého pracovního času v dopravních kongescích. Zavedením MMS zprvu vedlo ve zpoplatněné oblasti k výrazné redukci dopravy o cca 15 % s důsledkem poklesu

kongescí až o 30 % [3]. Zavedení MMS snížením kongesčního potenciálu také přispělo ke zlepšení kvality MHD, a to především v důsledku investování příjmů z mýtného zejména do autobusové dopravy. Od roku 2003, kdy byl MMS zaveden v centrálním Londýně, se zpoplatněná zóna zdvojnásobila (rozšířením zpoplatněného území o tzv. západní zónu v roce 2007). Také došlo k nárůstu poplatku z původních 5 liber na 8 liber (červenec 2005). Postupně se ale začala účinnost opatření snižovat, tj. kongesce se vrátila na svou původní úroveň [4]. S přihlédnutím k tomuto negativnímu trendu bylo rozhodnuto, že na začátku roku 2011 bude západní zóna ze zpoplatnění vyjmuta, a poplatek bude navýšen na 10 liber za den. Významným multiplikativním nástrojem zpoplatnění vjezdu je také významný nárůst cen za parkování a to do té míry, že se užívání IAD v této oblasti stává luxusem, který není dostupný pro významnou část dřívějších typických uživatelů IAD.

3. APLIKACE MMS V PODMÍNKÁCH ČR

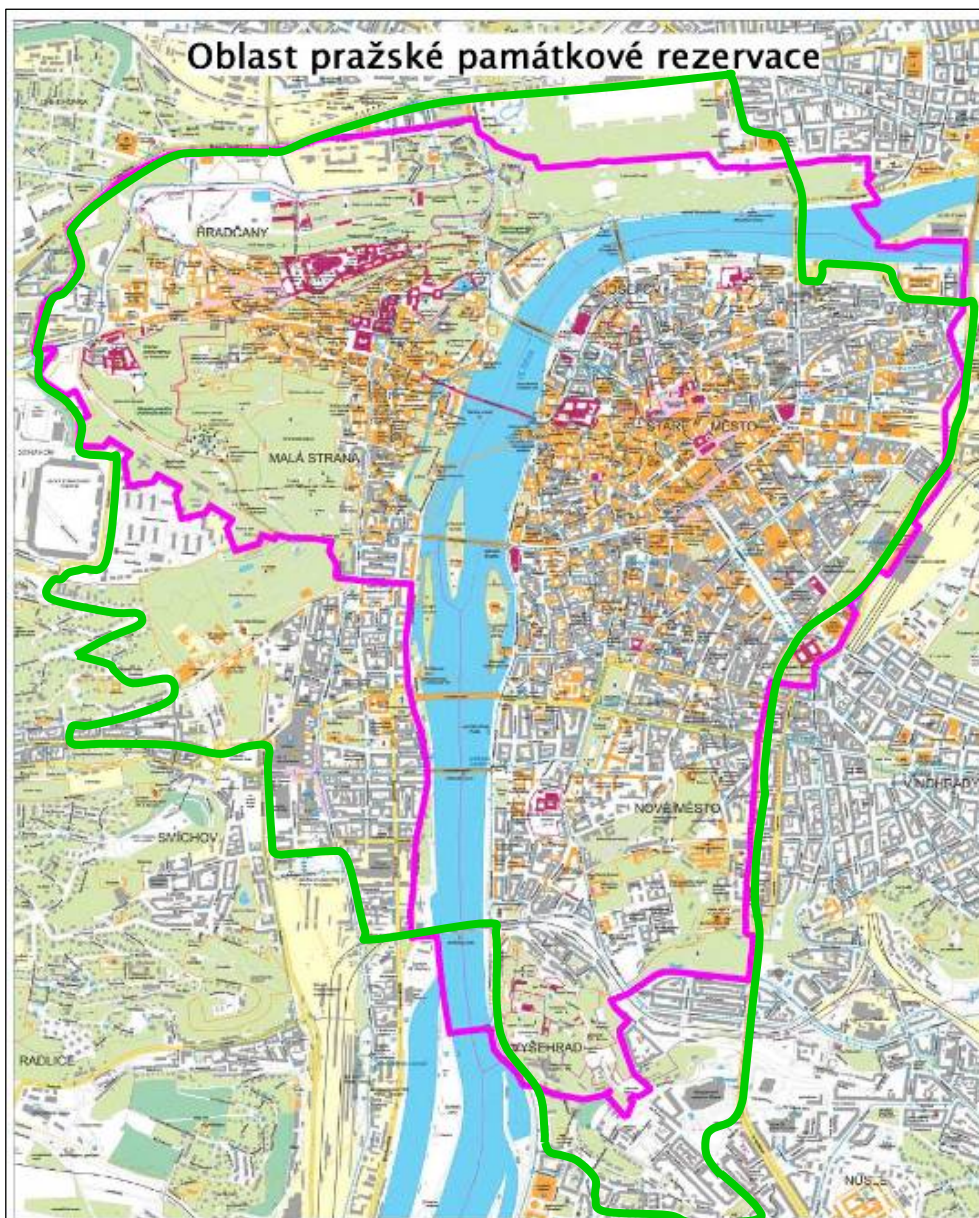
Na rozdíl od výše uvedených měst některá města zavedení MMS teprve zvažují. Do této skupiny patří také hl. město ČR Praha. Základní motivací pro zpoplatnění komunikací v centru Prahy je omezení počtu vjíždějících vozidel do oblasti a tím potenciálu kongescí, se kterými souvisí nadměrné časové ztráty uživatelů dopravních prostředků a vzhledem k ujeté vzdálenosti nepřiměřeně znečištěné životní prostředí.

Zavedení MMS je ale vždy nutno vnímat jako jednu z možností, jak omezit IAD v centru Prahy. Je jisté, že by vedení města mohlo využít některého jiného prostředku k dosažení zlepšení v pražské dopravě, který by byl méně zásadní – například omezení počtu parkovacích míst, či zvýšení parkovného. Na druhou stranu je možné aplikovat na první pohled mnohem radikálnější řešení v podobě uzavření malého území, např. Pražské památkové rezervace (dále jen „PPR“) a vjezd povolovat na základě výjimek pouze rezidentům, firemním automobilům, které v této oblasti mají sídlo či provozovnu, zásobování, vozidlům městské hromadné dopravy a vozidlům taxi. Zpoplatnění určité oblasti se jeví jako varianta střední, kdy je řidič postaven před jasnou volbu, zda se mu vyplatí použít při své cestě osobní automobil a zaplatit poplatek, či zda použije kvalitní a komfortní veřejnou dopravu. Výhodou MMS je rovněž možnost zpoplatněním regulovat mnohem větší území, než jaké by bylo možné pro individuální dopravu s příslušnými výjimkami uzavřít. V neposlední řadě je nutné zhodnotit i potenciální finanční přínos tohoto opatření.

Rada hl. m. Prahy v Programovém prohlášení pro volební období 2006-2010 „Praha – město pro život“ nastínila přípravnou fázi zavedení zpoplatnění vjezdu do centra hl. města Prahy. V příslušném materiálu je vytyčen cíl zpracování projektu ekonomické regulace dopravy formou zpoplatnění vjezdu do centra města a zahájení jeho pilotní fáze k 31. 12. 2009. Ačkoliv lze tento termín označit za nereálný, MHMP již zadal ke zpracování několik přípravných studií. To mj. vyplývá z Usnesení Rady hl. města Prahy č. 1461 ze dne 13. 10. 2009 a následného usnesení Zastupitelstva hl. města Prahy č. 30/84 ze dne 22. 10. 2009 ve věci Programu realizace Strategické koncepce hl. města Prahy na období 2009–2015, ve kterých je shodně vyjádřeno souhlasné stanovisko s předloženým přípravným materiálem.

4. ZÁKLADNÍ KONCEPT MÝTNÉHO

V případě, že se soustředíme na možnou účinnost zavedení zpoplatnění v hl. městě ČR, budeme vycházet z parametrů, se kterými pracuje MHMP [5]. Jedná se především o vymezení zpoplatněného území. Základní hranici zpoplatněné oblasti tvoří mírně upravená PPR; tři definované varianty zpoplatnění se od sebe liší jen přidáním či vyjmutím hlavních tranzitních koridorů. Těmi koridory jsou severo-jihní magistrála (v úseku Hlávkův most – Kongresové centrum) a východo-západní koridor (tvořený ulicemi Ječná, Žitná, Karlovo náměstí, Resslova, Jiráskův most a malý Smíchovský okruh).



Obr. 2: Maximální varianta zpoplatnění (hranice zpoplatněné oblasti je uvedena zelenou barvou)

Dále je vhodné uvést, že dopravní modelování počítá s tím, že bude přijata fixní forma zpoplatnění. Výše poplatku je nadefinována ve dvou variantách – 80Kč a 120Kč v pracovních dnech mezi 7:00 – 19:00 hod. Od zpoplatnění by měla být osvobozena vozidla s majáky modré barvy, ostatní zdravotnická vozidla a vozidla městské hromadné dopravy. Sleva ve výši 90 % je uvažována pro rezidenty příslušné oblasti a 100 % pro držitele průkazu ZTP, ZTP/P.

Vlastní způsob identifikace vozidel a zpracování informace v současné době prochází dynamickým vývojem. Zatímco systém MMS v Londýně využívá automatickou identifikaci dopravní značky z obrázku kamery umístěné na hranici oblasti, jsou v jiných aplikacích užity elektronické systémy, které je možno zobecnit do názvu RFID (Radio Frequency Identification), který v sobě sdružuje systémy od pasivní identifikační jednotky, přes semi-pasivní řešení, po plně aktivní komunikaci obou komunikujících stran. Mezi semi-pasivní řešení patří i DSRC 5,8 GHz (dle skupiny standardů CEN),

které je aplikováno mj. i na českých dálnicích a vybrané síti silnic první třídy. Toto řešení je akcentováno spolu se satelitní identifikací polohy i ve Směrnici Evropského Parlamentu a Rady č. 2004/52/EC a následně i v Rozhodnutí Komise č. 2009/750/EC. Ve Směrnici Evropského Parlamentu a Rady č. 2010/40/EU je ale překvapivě zdůrazněno využití pásma 5,9 GHz a to primárně v souvislosti s e-bezpečností a možností komunikace nejen Auto-Infrastruktura (C2I), ale i Auto-Auto (C2C). Kombinace obou alternativ je doposud komplexně vyřešena pouze řadou standardů IEEE 1609 spolu s IEEE 802.11p, která je označovaná jako WAVE anebo DSRC 5,9 GHz. Podle vyjádření standardizační organizace ETCI je ale současné využívání obou standardů z důvodů vzájemné elektromagnetické nekompatibility systémů nepřipustné. Velmi ambiciózní implementační plán e-bezpečnosti zmíněné direktivy očekává zahájení implementace e-bezpečnostních modulů do nových vozidel již během několika málo let a tím je budoucnost aplikace DSRC 5,8 GHz pro MMS řešení ohrožena. Pokud budou záměry direktivy naplněny, bude nutno hledat alternativu ve využití systémů s využitím pásma 5,9 GHz. Postupný náběh povinného vybavování vozidel např. technologií WAVE (IEEE 1609) by ale náklady na realizaci MMS významně snížil

5. KVALITA ŽIVOTA V CENTRU MĚSTA

Před zavedením MMS je vhodné se zaměřit na případné dopady zavedení tohoto opatření a to zejména s ohledem na cíle, které jsou sledovány. V případě MMS v hl. m. Praze jsou cíle stanoveny takto [6]:

- zlepšení životního prostředí a ochrany kulturního dědictví;
- zlepšení dopravní situace v centru Prahy;
- vybudování nástroje pro řízení dopravních proudů v centru Prahy;
- multifunkčnost systému (bezpečnost, dopravní modelování, atp.).

Na rozdíl od zpoplatnění dálnic a vybrané sítě silnic první třídy, kdy jsou poplatky účelově odváděny do SFDI, není v případě MMS směřování příjmů jasně definované, a proto je na místě otázka, kam budou případné příjmy z provozu MMS investovány. Zkušenosti s rozšířením mýtného na dálnicích, rychlostních komunikacích a vybrané síti silnic první třídy o vozidla mezi 3,5 a 12 t mají diskutabilní ekonomický přínos. Proto je i očekávání výše příjmů z provozu MMS obvykle konzervativní. MMS je spíše vnímán jako dopravně regulační nástroj – není očekávána přímá závislost na zvýšení komfortu veřejné hromadné dopravy, popř. zvyšování jejich kapacit, což lze hodnotit jednoznačně jako velmi negativní situaci.

Komplexně je sledován dopad zavedení regulačního opatření na kvalitu života v centru města (regulované oblasti). Ukazatel „kvality života“ je obecně chápán jako protipól kvantitativních – ekonomických – ukazatelů. Zkoumání kvality života je tak zaměřeno na nemateriální stránku života – životní podmínky a situace. Jedná se o obecný termín bez přesné definice. Pro potřebu této práce byla vybrána vlastní skupina parametrů, jejichž kombinace byla vyhodnocena jako dostatečně reprezentující a kvalitu života kvantifikující. Jsou to:

- ekonomický rozvoj v regulované oblasti (dopad zavedení MMS na rozvoj ekonomických aktivit);
- environmentální parametry života (dopady MMS na emisní a hlukové zatížení);
kvalita a dostupnost alternativní dopravy (především MHD);
 - o doprava v klidu (parkování) – stav a předpoklad rozvoje;
 - o požadavky na nové kapacity MHD.

Volba uvedených parametrů vychází nejen z dostupnosti reprezentativních dat a modelovacích nástrojů, ale i ze zkušeností měst, která již disponují konkrétními poznatky se zavedením MMS.

Výstupy z dopravních modelů indikují v závislosti na zavedení MMS pokles počtu automobilů [7, 8, 9]. Tento pokles se různí v závislosti na vybrané oblasti zpoplatnění a výši poplatku. V cílovém roce 2020, tj. při dobudování plánované komunikační sítě zahrnující městský okruh a silniční okruh

kolem Prahy, sedm radiálních komunikací a dvou komunikačních spojek, se očekává redukce počtu vozidel od 12 – 25 % (až 35 tis - 74 tis vozidel denně), což odpovídá zkušenostem ze zahraničí: v případě Londýna byl rok po zavedení MMS pokles cca 18 %, v případě Stockholmu cca 21 %. U každé z testované varianty je ovšem nutné počítat s tím, že část dopravy z centra bude vyvedena na alternativní objízdne trasy.

Obecně lze shrnout, že zpoplatnění způsobí přerozdělení dopravních toků na silniční síti nejen uvnitř, ale i vně navržené oblasti. Lze konstatovat, že snížení dopravy uvnitř zpoplatněné oblasti se přímo úměrně projeví navýšením dopravních zátěží na alternativních dopravních trasách, a to zejména v důsledku snahy některých řidičů zpoplatněnou oblast objet. Jiní řidiči se rozhodnou pro alternativní způsob dopravy anebo dokonce od cesty do zpoplatněného území upustí. Zpoplatnění je tedy možno jednoznačně chápat jako nástroj vedoucí ke změně chování uživatelů IAD.

Snížení počtu vozidel ve sledované oblasti bude logicky znamenat i menší objem znečišťujících látek, jejímž emitentem je právě IAD. Tento obecný předpoklad byl ověřen v pěti referenčních oblastech (úsecích komunikací), které shodně splňují požadovaná kritéria (vyšší koncentrace vybraných znečišťujících látek a hluku). Zatímco v případě emisí se uvnitř sledované oblasti potvrdilo, že vlivem zavedení MMS dojde k poklesu hodnot emisních koncentrací sledovaných látek, vně této oblasti, zejména s ohledem na nárůst dopravy na alternativních objízdnych trasách, koncentrace rostou. Kvalita ovzduší se vyjadřuje v průměrných hodnotách, které samozřejmě dosahují příznivějších hodnot, než jsou maximální dosahované hodnoty. Konkrétní hodnoty za konkrétních podmínek jsou významně ovlivněny momentálními rozptylovými podmínkami, momentálním směrem proudění větru a to vše ve vazbě na místní morfologii krajiny.

V případě zkoumání hlukové zátěže, opět pouze v referenčních oblastech, se významný vliv zavedení MMS nepodařilo prokázat. Z tohoto důvodu je možné tento parametr vnímat jako méně významný.

Zajímavý je i pohled na dopad na zdraví obyvatelstva. V poslední době byly publikovány články, které hledají kauzální souvislosti mezi škodlivými látkami a mírou jejich expozice na zdraví člověka, tj. vybraným spektrem nemocí, popř. mortalitou [10, 11]. První publikované výsledky doposud ale nezískaly dostatečně širokou kladnou podporu příslušných odborných kruhů a je poukazováno na některé nedostatky publikovaných přístupů. WHO se shoduje s obecnými závěry odborné veřejnosti v konstatování, že jediné možné řešení vedoucí k eliminaci negativních dopadů dopravy na zdraví člověka je ve snižování počtu emitentů, jakož i objemu emisí, které vedou ke snížení relevantní expozice obyvatel potenciálními škodlivinami v ovzduší. V tomto smyslu představuje MMS rozhodně přínosný nástroj.

Alternativou k IAD představuje zejména MHD. Hl. m. Prahy nabízí velmi kvalitní způsob osobní městské dopravy s parametry vysoko nad celosvětovým průměrem. Tento systém denně obsluhuje významné procento obyvatel a návštěvníků města (3 914 tis. osob) [12]. Dodatečné množství cestujících, souvisejících s implementací IAD je schopno absorbovat bez nároků na změnu jejího stávajícího režimu. V případě směřování finančních prostředků plynoucích ze zavedení MMS by pro rozvoj MHD a zvyšování její kvality znamenal velký přínos.

Jak vyplývá z dílčích závěrů, je použití MMS jako nástroje regulace velmi citlivá otázka, která má své nejen technické, ale i široké sociologické a tím bezpochyby i politické dopady. Technické možnosti, nejen v Praze a dalších městech ČR, stejně jako i v mnohých dalších městech Evropy i Severní Ameriky a Asie, jsou v předstihu před politickým rozhodnutím jejich zavedení.

6. METODIKA PODPORUJÍCÍ ROZHODNUTÍ PRO/PROTI UVEDENÍ MMS

K vyhodnocení účinnosti studovaného regulačního restriktivního mytného nástroje byla použita delfská metoda, která nabízí reprezentativní zhodnocení dané problematiky vícekolovým nezávislým posouzením relativně malé skupiny odborníků. Hodnocení se zúčastnilo 10 nezávislých expertů - zástupců státní správy (Ministerstvo dopravy ČR, Státní fond dopravní infrastruktury), hl. m. Prahy (Technická správa komunikací), soukromého sektoru (IBM Česká republika, spol. s r. o., MOTT MACDONALD Praha, spol. s r.o., Telematix Services, a.s., České dráhy, a.s.) a Univerzity

(ČVUT Praha, Fakulta dopravní). Vybraní odborníci reprezentují tyto obory: strategie rozvoje dopravy v ČR, koncepce a implementace ITS v ČR, financování rozvoje dopravní infrastruktury v ČR, konzultační činnost (ekonomicko – technická) v oboru dopravních systémů, ekonomika a management dopravních systémů a modelování dopravních procesů. Každý z expertů vypracoval svá stanoviska nezávisle na ostatních členech skupiny se zajištěním anonymity výstupů hodnocení každého z řešitelů při komunikaci výsledků prvního kola. Cílem tohoto přístupu je mj. i odstranění psychologické bariéry plynoucí z bezprostřední reakce účastníků v přímém kontaktu. Dokument obsahující jednotlivá kritéria s příslušným výkladem byl koncipován tak, aby byla zohledněna reprezentativní kritéria případného zavedení MMS ve stanovené centrální oblasti hl. m. Prahy a to jak s pozitivním tak negativním dopadem. Předmětem hodnocení nebyla pouze zpoplatněná oblast vymezená rozšířenou PPR, ale i území mimo tuto oblast, kde se očekávají především negativní dopady zavedení zvoleného opatření, tj. zejména nárůst dopravy na objízdných trasách s negativními dopady na kvalitu života.

Použitá metodika vychází z dvoukolového hodnocení. V prvním kole každý z hodnotitelů stanoví váhový koeficient k jednotlivému kritériu v hodnotě 0-10 a své rozhodnutí písemně zdůvodní. Druhému kolu předchází stanovení aritmetického průměru. K vyloučení vlivu extrémních hodnot nejsou do výpočtu zahrnuty odpovědi s maximální a minimální hodnotou. V druhém kole je hodnotitel vyzván ke zvážení případné korekce, a to právě na základě poskytnuté informace o výsledcích prvního kola. Výsledky hodnocení v druhém kole jsou zpracovány stejnou metodou, která byla aplikována v kole prvním.

První kolo je možno s ohledem na numerické výsledky (56,1 kladných bodů a 52,6 záporných bodů) interpretovat jako mírně pozitivní příklon expertů k přijetí MMS jako efektivního nástroje regulace dopravy v centru města. Po druhém kole (55,685 kladných bodů a 54,372 záporných bodů) lze konstatovat, že skupina expertů dospěla prakticky ke shodě kladných a záporných bodů. Výsledek hodnocení skupiny expertů s širokým spektrem znalostí a dovedností lze vyhodnotit jako neutrální, tzn., že do rozhodnutí o aplikovatelnosti tohoto poměrně kontroverzního nástroje regulace musí vstoupit politická reprezentace, která zváží oproti poměrně široké shodě odborníků změnu vah některých parametrů.

7. ZÁVĚR

Na závěr je proto možno konstatovat, že konečné rozhodnutí o implementaci MMS je otázkou politické volby. V případě ČR neexistuje dostatečné legislativní zázemí umožňující zavedení tohoto restriktivního nástroje (tato skutečnost byla v dotazníku zmíněna). Prvním nezbytným krokem je proto přijetí relevantní právní úpravy na úrovni státní správy. Druhým krokem pak bude rozhodnutí zastupitelstva hl. m. Prahy. Dle teorie veřejné volby je politické chování a rozhodování jednotlivců podřízeno stejným ekonomickým zájmům, jako chování jednotlivců na trhu. Cílem je maximalizovat svůj vlastní individuální prospěch, tj. být znovu zvolen. Ekonomická teorie tak chápe motivaci politiků zjednodušeně, jako snahu držet se na privilegovaném mocenském postavení a z toho vyplývá i motivace udržet si přízeň voličů, resp. některých skupin s majoritním vlivem. Tento teoretický přístup odpovídá také zjištěním měst, ve kterých již bylo zpoplatnění zavedeno. Zpětně zde bylo konstatováno, že mezi největší bariéry zavedení zpoplatnění patří právě politická a veřejná akceptace tohoto nástroje. V přípravné fázi zavedení tohoto nástroje je proto nutné účinně komunikovat s veřejností, neboť je zřejmé, že obecně jsou lidé proti zavádění jakéhokoli zpoplatnění. Veřejnost ovšem bude tolerantnější v ochotě daný nástroj regulace přijmout, pokud bude řádně informována o cílech této politiky (tj. řešení konkrétního dopravního problému), o účinnosti daného nástroje, o směřování příjmů ze zpoplatnění (ideálně zpět do dopravního sektoru) a potvrzení neohrožení soukromí [13].

LITERATURA

- [1] *Programové prohlášení Rady hl. m. Prahy pro volební období 2006-2010 : Praha - město pro život* [online]. 20. 3. 2007[cit. 2011-2-28]. Dostupné z http://magistrat.praha.eu/72125_Programove-prohlaseni-Rady-hlavniho-mesta-Prahy-pro-volebni-obdobi-2006-2010.
- [2] ROTRIGUE, J. P. et al., *The Geography of Transport System*, 2nd ed., New York: Routhledge, 2009. 352 pp. ISBN 978-0-451-48324-7.
- [3] Transport for London. *First Annual Monitoring Review*, [on-line]. c2003. ISBN 1-871829-18-6[citováno 2-11-2011]. Dostupné z <http://www.tfl.gov.uk/roadusers/congestioncharging/6722.aspx>.
- [4] Transport for London. *Sixth Annual Monitoring Review*, [on-line]. c2007. CCS0000129718 [cit 3-1-2011]. Dostupné z <http://www.tfl.gov.uk/roadusers/congestioncharging/6722.aspx>.
- [5] Deloitte, Česká republika. *Zpoplatnění vjezdu do centra hl. m. Prahy: Úvodní strategická studie*. Praha: MHMP, 2008. 96 pp.
- [6] Zápis z jednání výboru dopravy zastupitelstva hl. m. Prahy ze dne 15. 5. 2008 [online]. 5. 6. 2008 [cit. 2009-11-30]. Dostupné z http://magistrat.praha.eu/76808_Zapis-z-jednani-vyboru-dopravy-ZHMP-ze-dne-15-5-2008.
- [7] Evions, a.s. *Modelování dopadů pražského mýtného systému na IAD*. Praha: MHMP, 2008. 119 pp.
- [8] Evions, a.s. *Modelování dopadů pražského mýtného systému na MHD*. Praha: MHMP, 2008. 62 pp.
- [9] Evions, a.s. *Modelování dopadů pražského mýtného systému na ŽP*. Praha: MHMP, 2008. 126 pp.
- [10] Jensen-Butler, C., et al.: 2008. *Road Pricing, the Economy and the Environment*. Springer-Verlag, Germany.
- [11] Laden, F., et al.: 2006. Reduction in fine particulate air pollution and mortality: extended follow-up of the Harvard Six Cities Study. *American Journal of Respiratory and Critical Care Medicine*, Vol 173, pp. 667-672.
- [12] TSK hl. m. Prahy – Úsek dopravního inženýrství. *Ročenka dopravy. Praha 2010*. Praha: TSK hl. m. Prahy, 2010. 100 pp.
- [13] *Getting prices right: Result from the transport research programme*. 1st ed. Belgium : European Communities, 2001. pp 19. ISBN 92-894-1549-5.

Oponentní posudek vypracoval:

Ing. Pavel Hruběš, Ph.D., ČVUT, Fakulta dopravní, Ústav řídicí techniky a telematiky.

Ing. Zdeněk Říha, Ph.D., ČVUT, Fakulta dopravní, Ústavu ekonomiky a managementu dopravy a telekomunikací.

Pavel MEC¹, Martin VAVRO², František PTICEN³

**VÝVOJ A VÝZKUM VLASTNOSTÍ LEHČENÝCH VÁPENNÝCH MALT S PŘÍDAVKEM
METAKAOLÍNU**

**DEVELOPMENT AND INVESTIGATION OF PROPERTIES OF LIGHTWEIGHT LIME
MORTARS WITH ADMIXTURE OF METAKAOLIN**

Abstrakt

Příspěvek se zabývá laboratorním výzkumem vápenných malt s přidavkem komerčních metakaolínů a jejich vylehčením pomocí expandovaného perlitu. Prezentovány jsou výsledky zkoumaných vlastností a jejich srovnání s běžnou vápennou maltou. Výsledky by měly posloužit jako základ pro další výzkum tepelně izolačních malt s vysokými užitnými vlastnostmi a jejich využití v praxi.

Klíčová slova

Vápenné malty, lehčené malty, tepelně izolační materiály, metakaolín, expandovaný perlit

Abstract

This paper deals with laboratory investigation of lime mortars with admixture of commercially produced metakaolin and their lightening by expanded perlite (experlite). The result of the investigation and the comparison with common lime mortar are presented. These results ought to be used as a basis for the next research of thermal insulation mortars with high performance properties or for their use in practice.

Keywords

Lime mortars, lightweight mortars, thermal insulation materials, metakaolin, expanded perlite.

1 ÚVOD

Vápno představuje, a to už od raného středověku, jedno z hlavních pojiv používaných v evropském stavebnictví. Používalo se a stále se používá na přípravu různých druhů omítek a malt. Z dnešního pohledu byla dříve používaná technologie pro výrobu vápna poměrně jednoduchá a použité suroviny nedosahovaly takové čistoty jako materiály používané v současnosti. Vyrobené vápno proto ve většině případů obsahovalo značné příměsi sialitických složek a vykazovalo tak hydraulické vlastnosti. Hydraulické vlastnosti měly za následek zvýšenou mechanickou a korozní odolnost. Vlastnosti vápenných malt byly také často upravovány přidavkem různých materiálů anorganického charakteru. V České republice se používaly například keramické střepy, drcené cihly,

¹ Ing. Pavel Mec, Katedra stavebních hmot a hornického stavitelství, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321952, e-mail: pavel.mec.st@vsb.cz, mecour@gmail.com.

² Ing. Martin Vavro, Ph.D., Katedra stavebních hmot a hornického stavitelství, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321382, (+420) 728 963 397, e-mail: martin.vavro@vsb.cz, vavro590@seznam.cz.

³ Ing. František Ptíčen, Vršínská 798/15, 182 00 Praha 8, tel.: (+420) 607 176 532, e-mail: f.pticen@seznam.cz.

struska, později také popílky [6,8,9]. Účelem používání těchto přísad bylo zlepšení zpracovatelnosti, zvýšení pevnosti a odolnosti [10]. V současnosti se však vzdušné vápno vyrábí pálením velmi čistých surovin a obsah hydraulických složek ve výsledném produktu je tak téměř nulový. Z toho důvodu je nutno hydraulické složky do vápenných systémů vnášet uměle. Proto je aktuálně značná pozornost věnována vápenným omítkám s přidavkem přírodních nebo umělých pucolánů.

Největší pozornost je v oblasti pucolánových látek věnována metakaolínu [11, 12]. Přídavek metakaolínu prokazatelně pozitivně ovlivňuje parametry vápenných malt. Výrazně zvyšuje jak výsledné pevnosti, tak odolnost vůči působení mrazu, solí a ostatních agresivních látek. Výhodou použití může být rovněž vliv na objemové a difuzní vlastnosti malt. Výsledné vlastnosti jsou závislé jak na použitém druhu metakaolínu, tak na jeho množství. Metakaolín se proto v současnosti jeví jako velmi perspektivní materiál pro zlepšení materiálových parametrů stavebních hmot na bázi vápna.

Současné požadavky na energetickou nenáročnost, nutí stavební průmysl vytvářet stavby s čím dál nižší spotřebou energie. Tato snaha je patrná jak u nových objektů, tak i při rekonstrukcích objektů stávajících. Tyto požadavky jsou splňovány především díky tepelně izolačním stavebním materiálům. V současnosti se využívají také tepelně izolační malty, jejichž vlastností je dosaženo snížením objemové hmotnosti díky použití lehkého kameniva. Použití takového kameniva s sebou však přináší nežádoucí snížení mechanických parametrů. Jedním řešením těchto problémů může být spojení vápenných omítek modifikovaných pucolány a využití lehkého kameniva. Takto připravené malty jsou vhodné pro použití jak u nových tak i u stávajících staveb.

2 POUŽITÉ MATERIÁLY

Provedený výzkum využíval komerčně vyráběných materiálů. Jejich jednotlivé vlastnosti byly detailně popsány v některých předcházejících pracích [7, 13]. Používaly byly především materiály, se kterými měli autoři dřívější zkušenosti. Pro přípravu vápenných malt byl použit také komerční vápenný hydrát, čímž se eliminuje různorodost vlastnoručně připraveného hydrátu.

2.1 Metakaolín

Česká republika představuje významného světového těžaře kaolínu. V evropském měřítku je rovněž jedním z mála producentů metakaolínu. Dosavadní nevýhodou stavebního užití metakaolínů je jejich vysoká cena, která převyšuje komerční ceny současně používaných pojiv. Vybrané vlastnosti tuzemských metakaolínů jsou uvedeny v tab. 1. V rámci prezentovaného výzkumu byly použity metakaolíny I-META 4 a N-META 2 (tab. 2.), vyráběné společností Sedlecký kaolín, a.s. V modifikovaných směsích bylo nahrazeno 50hm % vápenného hydrátu metakaolínem. Předchozí práce totiž ukázaly, že při tomto poměru hydrát: metakaolín mohou být dosahovány nejlepší užitné vlastnosti malt [11].

Tab. 1: Vybrané vlastnosti komerčních metakaolínů.

Vlastnost metakaolínu	Značka metakaolínu				
	Mefisto K05	N META 4	S META 4	I META 4	KM 40
SiO ₂ [hm. %]	59,00	53,52	53,08	52,94	52,35
Al ₂ O ₃ [hm. %]	37,50	43,42	42,47	41,04	40,10
Fe ₂ O ₃ [hm. %]	0,70	0,91	1,03	1,64	1,45
TiO ₂ [hm. %]	0,53	0,59	0,33	0,36	0,74
CaO [hm. %]	0,11	0,32	0,33	0,26	0,38
MgO [hm. %]	0,26	0,25	0,24	0,30	0,40
K ₂ O [hm. %]	0,72	0,45	0,95	1,63	1,43
Na ₂ O [hm. %]	0,01	0,01	0,04	0,01	0,01
ztráta žíháním [hm. %]	1,21	0,43	1,43	1,81	3,12
míra rozlití [mm]	130	200	130	160	150

Tab. 2: Granulometrie použitých metakaolínů I-META 4 a N-META 2

Parametr	X ₅₀ (laser) [μm]	X ₅₀ (sedigraph) [μm]	X ₉₉ (laser) [μm]	Pod 2μm [%]	Měrný povrch [cm ² .g ⁻¹]
N-META 2	2,26	1,8	11,64	53	16591
I-META 4	4,26	2,4	13,0	54	6588

2.2 Expandovaný perlit

Jedná se o materiál, který je vyráběn tepelnou úpravou přírodního perlitu. Přírodní perlit je kyselá hornina vulkanického původu, řazená do skupiny vulkanických skel a svým složením a výskytem blízka ryolitu. Perlit se, oproti jiným vulkanickým sklům, vyznačuje kuličkovitou (perlitickou) odlučností a poměrně vysokým obsahem vody (až 9 % hm.). Při výpalu na teploty 900 – 1300°C se povrch jednotlivých zrn perlitu uzavře a díky vodě zvětšuje svůj objem 5x až 10x. Vzniká tak šedobílý zrnitý materiál s velmi nízkou objemovou hmotností. V České republice je perlit dodáván v orientačních zrnitostech 0-0,5mm, 0,5-1mm a 1-2mm s drobnými odchylkami. Sypná hmotnost expandovaného perlitu se pohybuje v rozmezí 70 – 100 kg.m⁻³. Vzhledem k velmi nízké objemové hmotnosti je nutno tento druh plniva dávkovat objemově.

3 ZKOUŠENÉ VLASTNOSTI

Zkoušení jednotlivých materiálových vlastností probíhalo na předem připravených vzorcích. Tyto vzorky byly vyrobeny dle platných norem pro zkoušení vápenných malt. Pro možnost srovnání jednotlivých výsledků je potřeba připravovat vzorky se stejnými vstupními parametry. U malt je tímto parametrem konzistence čerstvé malty. Všechny vzorky byly připraveny na jednotnou konzistenci dle normy ČSN EN 1015 – 3 [2]. Celkem bylo připraveno osm záměsí lehčených malt a dvě záměsí referenční.

Označení a složení jednotlivých záměsí:

- **I-META** – vápenná malta s 50% náhradou vápenného hydrátu metakaolínem I-META4;
- **N-META** – vápenná malta s 50% náhradou vápenného hydrátu metakaolínem N-META2;
- **I-META + 25 %exp** – vápenná malta s 50% náhradou vápenného hydrátu metakaolínem I-META 4 a 25 % náhradou kameniva expandovaným perlitem;
- **I-META + 50 %exp** – vápenná malta s 50% náhradou vápenného hydrátu metakaolínem I-META 4 a 50 % náhradou kameniva expandovaným perlitem;
- **I-META + 75 %exp** – vápenná malta s 50% náhradou vápenného hydrátu metakaolínem I-META 4 a 75 % náhradou kameniva expandovaným perlitem;
- **I-META + 100 %exp** – vápenná malta s 50% náhradou vápenného hydrátu metakaolínem I-META 4 a 100 % náhradou kameniva expandovaným perlitem;
- **N-META + 25 %exp** – vápenná malta s 50% náhradou vápenného hydrátu metakaolínem N-META 2 a 25% náhradou kameniva expandovaným perlitem;
- **N-META + 50%exp** – vápenná malta s 50% náhradou vápenného hydrátu metakaolínem N-META 2 a 50% náhradou kameniva expandovaným perlitem;
- **N-META + 75%exp** – vápenná malta s 50% náhradou vápenného hydrátu metakaolínem N-META 2 a 75% náhradou kameniva expandovaným perlitem;
- **N-META + 100%exp** – vápenná malta s % náhradou vápenného hydrátu metakaolínem N-META 2 a 100% náhradou kameniva expandovaným perlitem.

Pro zkoušení mechanických a odolnostních vlastností připravených malt byly vyrobeny vzorky dle normy ČSN EN 1015 – 2 [1]. Jedná se o tělesa rozměrů 160x40x40mm. Na takto připravených vzorcích byla dle platných českých norem zkoušena pevnost v tlaku, v tahu za ohybu po 7, 28, 56 dnech [4], a také byla provedena zkouška mrazuvzdornosti malty [5]. U všech těles byla stanovena objemová hmotnost zatvrdlé malty [3]. Výsledky provedených zkoušek byly porovnávány s referenční maltou, která obsahovala použité metakaolíny N- META 2 a I – META 4, avšak nebyla nijak vylehčena. Hlavním sledovaným parametrem byla závislost objemové hmotnosti na množství

experlitu a také snížení pevnostních a odolnostních vlastností. Pevnost vápenné malty bez metakaolínu se pohybuje většinou okolo hodnoty 1 MPa v tlaku po 28 dnech zrání na vzduchu.

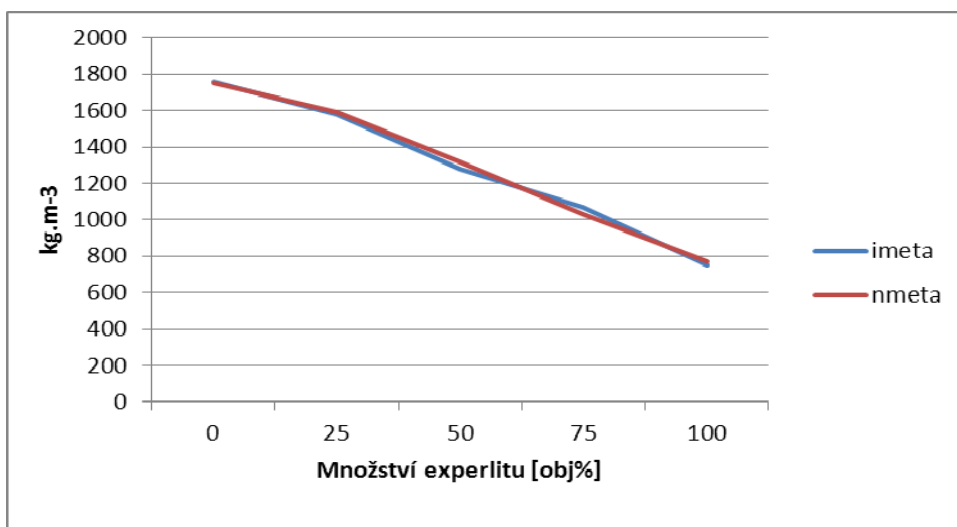
4 VÝSLEDKY ZKOUŠEK

Jednotlivé zkoušky byly prováděny vždy na třech zkušebních tělesech, z dílčích výsledků byl pak následně vypočten aritmetický průměr. Výsledky stanovení objemové hmotnosti, pevnostních parametrů, součinitele tepelné vodivosti a mrazuvzdornosti referenčních vápenopucolánových malt a vyvíjených lehčených vápenopucolánových malt jsou prezentovány v tab. 3 – 8 a na obr. 1 – 6.

Tab. 3: Objemová hmotnost a pevnost v tahu za ohybu (R_f).

Vzorek	Množství experlitu	Obj. hmot. [kg.m ⁻³] 7 dní	Obj. hmot. [kg.m ⁻³] 28 dní	Obj. hmot. [kg.m ⁻³] 56 dní	R_f [MPa] 7 dní	R_f [MPa] 28 dní
I-META 4	0 %	1790	1770	1720	1,3	1,3
I-META +25exp	25 %	1610	1580	1490	1,1	2,1
I-META +50exp	50 %	1370	1280	1200	1,0	1,7
I-META +75exp	75 %	1160	1070	900	1,1	1,7
I-META +100exp	100 %	840	750	670	0,6	1,5
N-META 2	0 %	1800	1760	1710	1,5	2,6
N-META +25exp	25 %	1620	1590	1510	1,3	2,6
N-META +50exp	50 %	1350	1320	1230	1,2	2,2
N-META +75exp	75 %	1110	1030	1020	0,8	1,7
N-META +100exp	100 %	800	770	730	0,8	1,5

Při zkoušení lehčených malt hraje dominantní úlohu objemová hmotnost zatvrdlé malty. Obr. 1. dokumentuje závislost objemové hmotnosti lehčené malty na aplikovaném množství expandovaného perlitu po 28 dnech zrání. Je patrné, že se zvyšujícím se množstvím lehkého kameniva téměř lineárně klesá objemová hmotnost zatvrdlé malty, a to až na hodnoty pod 800 kg.m⁻³.

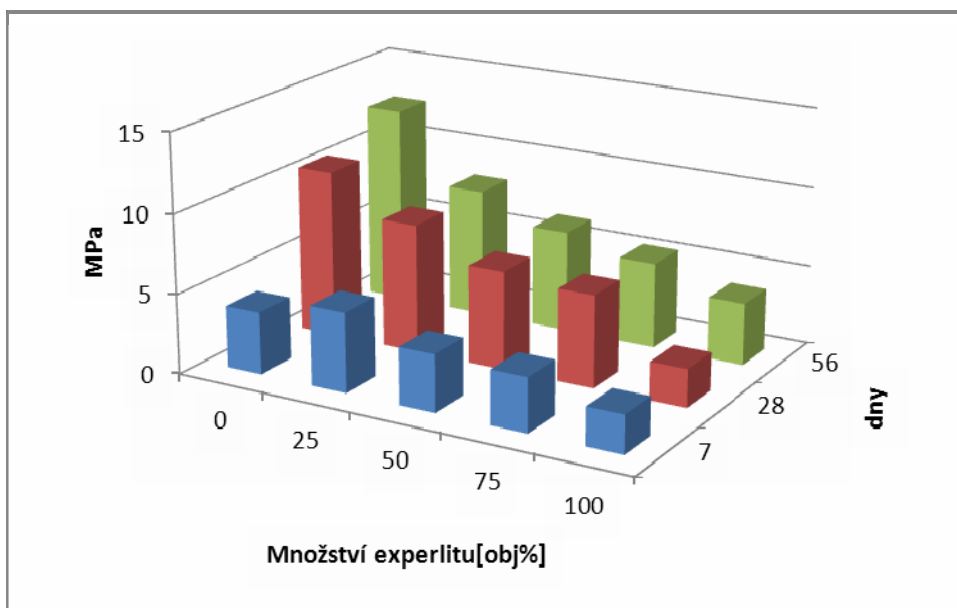


Obr. 1: Závislost objemové hmotnosti na množství experlitu po 28 dnech zrání malty

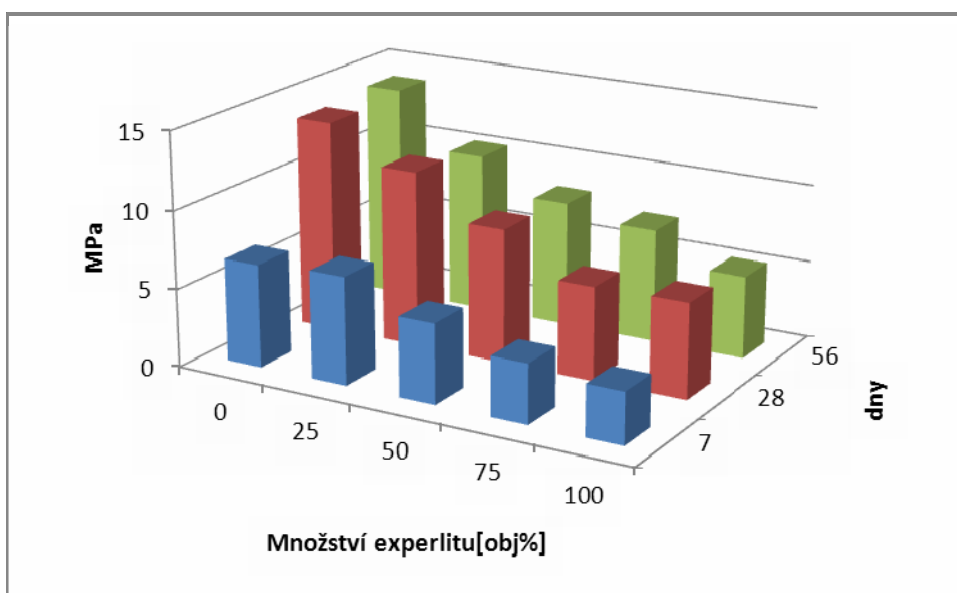
Tab. 4: Pevnost v tlaku (R_{av})

Vzorek	Množství experlitu	R_{av} [MPa] 7 dní	R_{av} [MPa] 28 dní	R_{av} [MPa] 56 dní
I-META 4	0 %	3,9	10,5	11,3
I-META +25exp	25 %	5,0	8,1	8,1
I-META +50exp	50 %	3,6	6,2	6,4
I-META +75exp	75 %	3,4	5,8	5,4
I-META +100exp	100 %	2,4	2,4	3,9
N-META 2	0 %	6,6	13,6	13,9
N-META +25exp	25 %	6,9	11,3	10,3
N-META +50exp	50 %	5,1	8,6	8,1
N-META +75exp	75 %	3,8	6,0	7,3
N-META +100exp	100 %	3,3	6,1	5,3

U jednotlivých záměsů byla sledována vzájemná závislost mechanických vlastností na množství lehkého kameniva a době zrání malty. Výsledek může poskytnout důležitou informaci pro další návrh složení směsi. U obou druhů metakaolínů je vývoj pevnosti v čase podobný (viz obr. 2. a obr. 3.).



Obr. 2: Vývoj pevnosti v tlaku v závislosti na čase a množství použitého experlitu u lehčených malt s metakaolínem I-META 4



Obr. 3: Vývoj pevnosti v tlaku v závislosti na čase a množství použitého experlitu u lehčených malt s metakaolínem N-META 2

Nejvýznamnější roli v problematice tepelně izolačních materiálů představuje součinitel tepelné vodivosti. Tento materiálový parametr byl stanoven na Oddělení laboratorního výzkumu geomateriálů Ústavu geoniky AV ČR, v.v.i. v Ostravě. Pro stanovení byl použit přístroj ISOMET 2104, měření provedla paní Anežka Dušková. Výsledky stanovení součinitele tepelné vodivosti jsou uvedeny v tab. 5 a 6.

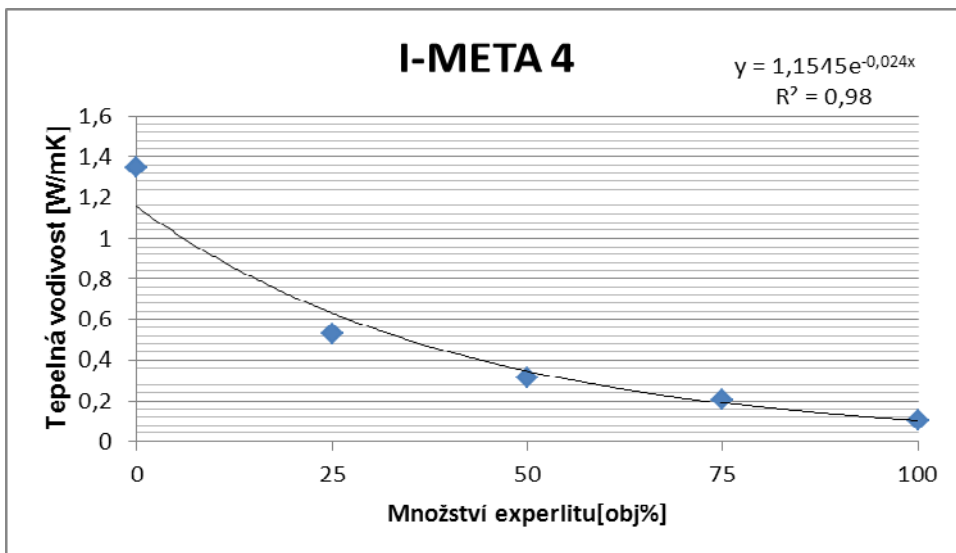
Tab. 5. Tepelná vodivost vzorků s metakaolínem I-META 4

Vzorek	I-META	I-META +25 %exp	I-META +50 %exp	I-META +75 %exp	I-META +100 % exp
λ [Wm ⁻¹ K ⁻¹]	1,350	0,533	0,311	0,208	0,106

Tab. 6. Tepelná vodivost vzorků s metakaolínem N-META 2

Vzorek	N-META	N-META +25 %exp	N-META +50 %exp	N-META +75 %exp	N-META +100 %exp
λ [Wm ⁻¹ K ⁻¹]	0,995	0,845	0,509	0,283	0,139

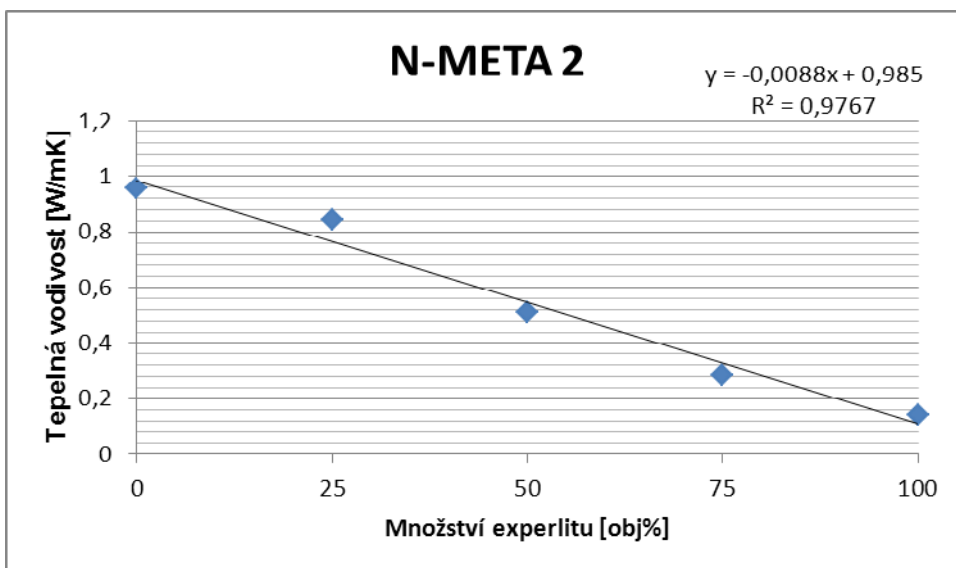
Jelikož je součinitel tepelné vodivosti v podstatě nejdůležitějším parametrem u tepelně izolačních malt, je vhodné využít jednoduchých metod regresní analýzy pro stanovení jeho závislosti na množství expandovaného perlitu. Znalost takovéto závislosti je výhodná při návrhu složení směsi.



Obr. 4: Tepelná vodivost v závislosti na množství expeditu pro metakaolín I –META 4

U malt s přidavkem metakaolínu I – META 4 je závislost tepelné vodivosti na množství expandovaného perlitu exponenciální. Z regresní analýzy je možné tuto závislost popsat přibližným vztahem:

$$\lambda(x) = 1,154e^{-0,024x} \quad (1)$$



Obr. 5: Tepelná vodivost v závislosti na množství expeditu pro metakaolín N –META 2

U záměsí s metakaolínem N –META 2 se závislost jeví spíše lineární. Regresní model je proto výhodnější zvolit jako lineární funkci:

$$\lambda(x) = 0,985 - 0,0088x \quad (2)$$

Jak již bylo uvedeno dříve, použití metakaolínu bylo v rámci tohoto výzkumu zvoleno jednak z důvodu jeho příznivého ovlivnění výsledných mechanických vlastností malt, tak také kvůli zvýšení odolnosti vůči agresivním vlivům. Jedním z takových vlivů okolního prostředí, uplatňujících se v reálných podmínkách, je střídání teplot. Proto byly vzorky testovány rovněž na odolnost vůči cyklickému zmrazování a rozmrazování a bylo sledováno, po kolika cyklech dojde k porušení vzorků. Pro úplnost je potřeba uvést, že testována byla také běžná vápenná malta bez jakékoli modifikace metakaolínem. U takovéto vápenné malty dojde, při cyklickém zmrazování a rozmrazování, k rozpadu již po zhruba třech zmrazovacích cyklech. Výsledky zkoušky mrazuvzdornosti, tj. počet cyklů, které byly jednotlivé záměsi schopny absolvovat bez rozpadu vzorků, jsou uvedeny v tab. 7 a 8.

Tab. 7. Počet zmrazovacích cyklů vzorků s metakaolínem I-META 4

Vzorek	I-META +25 %exp	I-META +50 %exp	I-META +75 %exp	I-META +100 %exp
Počet cyklů	12	12	8	6

Tab. 8. Počet zmrazovacích cyklů vzorků s metakaolínem N-META 2

Vzorek	N-META +25 %exp	N-META +50 %exp	N-META +75 %exp	N-META +100 %exp
Počet cyklů	12	12	8	6

V souvislosti se stanovením mrazuvzdornosti je potřeba dodat, že na rozdíl od běžné vápenné malty, nedochází u vzorků s metakaolínem k jejich naprosté destrukci. Jednotlivé vzorky pouze šupinovitě ztrácejí povrchové vrstvy, celistvost těles však zůstává zachována. Toto chování dokumentuje obr. 6.



Obr. 6: Šupinovité odpadávání povrchových vrstev při zkoušce mrazuvzdornosti

5 HODNOCENÍ A ZÁVĚR

Výsledky provedených zkoušek ukazují, že u vápenných malt, modifikovaných pucolány a zároveň vylehčených lehkým kamenivem, je možno dosáhnout kvalitních směsí s velmi nízkou objemovou hmotností a zároveň vysokými užitnými vlastnostmi. Metakaolín výrazně zvyšuje mechanické a odolnostní parametry zatvrdlé malty, čímž je předurčen především pro použití u malt, které budou vystaveny nepříznivým vlivům vnějšího okolí. Díky jeho „přírodnímu původu“ lze předpokládat, že vápenopucolánové malty s metakaolínem by mohly najít své uplatnění zejména v oblasti památkové péče při rekonstrukci a sanaci památkově chráněných staveb.

Použitím lehkého kameniva ve formě expandovaného perlitu dochází k rapidnímu snížení objemové hmotnosti, čímž je také docíleno velmi nízkého součinitele tepelné vodivosti malty. Díky snížení tepelné vodivosti až o 90 % oproti běžné vápenopucolánové maltě je možno tyto malty řadit již do skupiny výrazně tepelně izolačních materiálů. Je potřeba podotknout, že množství experlitu bylo dávkováno pouze na objemovou úroveň písku. Možnosti lehčení tedy nebyly zcela vyčerpány a množství lehčiva lze dále zvýšit a dosáhnout tak ještě nižších hodnot objemových hmotností. Snížení objemové hmotnosti s sebou pochopitelně přináší také snížení mechanických a odolnostních vlastností. Avšak díky spojení s metakaolínem jsou užitné parametry stále výrazně lepší než u běžné vápenné malty.

Výsledky provedeného testování ukazují na velmi perspektivní možnost využití metakaolínu v lehčených maltách. Je evidentní, že použití metakaolínu může pomoci řešit dosavadní problém s nízkými pevnostmi a odolnostmi u tepelně izolačních malt. Dalším směrem vývoje může být zvyšování množství lehčiva, použití jiných typů lehkého kameniva, např. metakaolínu s vysokou porozitou. Dosavadní nevýhodou metakaolínu je jeho vyšší cena. Tento problém by však mohl být vyřešen použitím jiných, alternativních surovin na bázi jílu.

PODĚKOVÁNÍ

Príspevek byl financován z prostředků decentralizovaného projektu MŠMT, „Podpora talentovaných studentů magisterského oboru Stavební hmoty a diagnostika staveb a doktorského oboru Hornické a podzemní stavitelství“.

LITERATURA

- [1] ČSN EN 1015-2 – *Zkušební metody malt pro zdivo* - Část 2: Odběr základních vzorků malt a příprava zkušebních malt. Praha: Český normalizační institut, 1999.
- [2] ČSN EN 1015-3 – *Zkušební metody malt pro zdivo* - Část 3: Stanovení konzistence čerstvé malty (s použitím střešacího stolku). Praha: Český normalizační institut, 1999.
- [3] ČSN EN 1015-10 – *Zkušební metody malt pro zdivo* - Část 10: Stanovení objemové hmotnosti suché zatvrdlé malty, Český normalizační institut, Praha, 2000.
- [4] ČSN EN 1015-11 – *Zkušební metody malt pro zdivo* - Část 11: Stanovení pevnosti zatvrdlých malt v tahu za ohybu a v tlaku, Český normalizační institut, Praha, 2000.
- [5] ČSN 72 2452 – *Zkouška mrazuvzdornosti malty*, Český normalizační institut, Praha, 1968
- [6] HOŠEK, J., LOSOS, L.: *Historické omítky*. Praha: Grada Publishing, a.s, 2007, 168 s. ISBN 978-80-247-1395-3.
- [7] PTICEN, F., VAVRO, M., NOŽIČKA, T., ŠUSTEK, P., BOHÁČOVÁ, J., BUJDOŠ, D.: Metakaolíny připravené z kaolínů s odlišným mineralogickým a zrnitostním složením. In *Sbor. semináře „Metakaolin 2010“*, s. 95 – 102. Brno: FAST VUT v Brně, 18. 3. 2010. ISBN 978-80-214-4064-7.
- [8] ROVNANÍKOVÁ, P.: *Omítky – Chemické a technologické vlastnosti*. Praha: Společnost pro technologie ochrany památek – STOP, 2002, 89 s. ISBN 80-86657-00-0.

- [9] ROVNANÍKOVÁ, P.: Materiály historických omítek. In *Sbor. konf. Obnova památek 2004 – Omítky historických budov*. Praha: WTA CZ, přístupno z <http://www.studioaxis.cz/index.asp?menu=633&record=4015>.
- [10] ROVNANÍKOVÁ, P., KRÍSTEK, R. Pucolány jako modifikující přísady do vápenných malt. *Informační zpravodaj*, č. 3 a 4, 2003, Praha: VUMO, s. 111-116.
- [11] ROVNANÍKOVÁ, P., VAVERKA, R., VRAŽIČOVÁ, J.: Metakaolín jako pucolánová přísada do vápenných malt. In *Sbor. konf. Sanace a rekonstrukce staveb 2002*. Praha: WTA CZ, 2002, s. 88-93, ISBN 80-02-01502-9.
- [12] SLÍŽKOVÁ, Z.: Vývoj směsného hydraulického pojiva na bázi metakaolinu. In *Sbor. konf. Obnova památek 2004 – Omítky historických budov*. Praha: WTA CZ, přístupno z <http://www.studioaxis.cz/index.asp?menu=633&record=4015>.
- [13] VAVRO, M., PTICEN, F., MEC, P. Studium vlastností metakaolínů vyrobených z alternativních jílových surovin. In *Sbor. semináře „Metakaolin 2010“*, s. 116 – 121. Brno: FAST VUT v Brně, 18. 3. 2010. ISBN 978-80-214-4064-7.

Oponentní posudek vypracoval:

Prof. Ing. Pavla Rovnaníková, CSc., Ústav chemie, Fakulta stavební, Vysoké učení technické v Brně.

Doc. Ing. Jozef Vlček, Ph.D., Ústav průmyslové keramiky, Katedra tepelné techniky, Fakulta metalurgie a materiálového inženýrství, VŠB – Technická univerzita Ostrava.

Barbara VOJVODÍKOVÁ¹, Marek MIHOLA²

**APLIKACE POSTUPU PRO HODNOCENÍ OBCÍ S 500-3000 OBYVATELI NA OBCE
MORAVSKOSLEZSKÉHO KRAJE**

**APPLICATION PROCEDURE FOR EVALUATION OF MUNICIPALITIES
WITH POPULATION OF 500-3000 IN THE MORAVIAN-SILESIA REGION ABSTRAKT**

Abstrakt

Moravskoslezský kraj má na svém území (k datu 1. 1. 2010) 299 obcí z toho 171 jsou obce s 500-3000 obyvateli. Tento článek se zabývá výsledky aplikace „Integrovaného indikátoru obyvatelstvo“ – výsledek modelu pro hodnocení regionálních disparit (HMDIS Model) na cílové obce, tj. obce s 500 až 3000 obyvateli v Moravskoslezském kraji, včetně porovnání některých zajímavých skutečností a možných interpretací.

Klíčová slova

Regionální disparit, integrovaný indikátor obyvatelstvo, malé obce.

Abstract

Moravian region has its area 299 municipalities of which 171 are municipalities with a population of 500-3000. This article discusses the results of applying the "Integrated indicator population" - the result of a model for assessment of regional disparities (HMDIS model) on target communities, i.e. community with 500-3000 inhabitants in the Region, including a comparison of some interesting facts and possible interpretations.

Keywords

Regional disparities, Integrated indicator population, small municipalities.

1 ÚVOD

V České republice je registrováno více než 6000 obcí. Jen malou část tvoří větší a velká města. Mnohem významnější jsou obce menší a malé. Když mluvíme o regionálním rozvoji, jsou právě tyto malé obce významnou položkou na vahách úspěšnosti celého regionu. Tyto malé obce potřebují, aby se o ně kraj zajímal – a kraj potřebuje zcela objektivně vědět, které obce, ze kterých oblastí, jeho intervenci nezbytně potřebují. Integrovaný indikátor obyvatelstvo třídí obce na ty, které mají nebo v dohledné době budou mít problémy z hlediska struktury obyvatel (obce, které se vyliďňují, pomalu stárnou) a na obce, které by tyto problémy mít neměly. Do výpočtu vstupují především takové veličiny, které obec může jen obtížně sama ovlivnit. „Integrovaný indikátor obyvatelstvo“ je nástroj pro objektivní hodnocení obcí s 500-3000 obyvateli z hlediska jejich možného znevýhodnění

¹ Doc. Ing. Barbara Vojvodíková, Ph.D., Katedra stavebních hmot a hornického stavitelství, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 32 1383 e-mail: barbara.vojvodikova@vsb.cz

² Ing. Marek Mihola, Ph.D., Katedra dopravního stavitelství, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 981, e-mail: marek.mihola@vsb.cz.

z pohledu disparit ve vazbě na přírůstky obyvatel. Výpočet je založený na objektivních datech a výsledek není zatížen subjektivním postojem zadávajícího.

2 CO JE TO „INTEGROVANÝ INDIKÁTOR OBYVATELSTVO“

Integrovaný indikátor obyvatelstvo ($I_{obyvatelstvo}$) je jedním z výstupů hodnotícího modelu regionálních disparit a skládá se ze sedmi dílčích indikátorů [8].

Dílčí indikátory mají přiřazeny váhy. Výpočet jednotlivých vah, stejně jako popsané hodnoty dílčích indikátorů, byl stanoven na základě provedené statistické analýzy. Struktura a zdroje dat, popis výběru obcí, statistické vyhodnocení a stanovení vah jsou součástí věcné závěrečné zprávy projektu "Návrh hodnotícího modelu pro posouzení disparit a metodický postup pro jeho využívání" WD-41-07-1. Výpočet $I_{obyvatelstvo}$ je proveden podle (1) [8].

$$I_{obyvatelstvo} = [0,28B_{DCK} + 0,22B_{DVO} + 0,2B_{VSI} + 0,15B_{RPS} + 0,1(B_{VEA} - 4A_{DZ}) + 0,03B_{NVR} + 0,02B_{VKT}] \cdot 100 \quad (1)$$

kde:

$I_{obyvatelstvo}$ - je integrovaný indikátor – obyvatelstvo

B_{DCK} - jsou pomocné body za dílčí indikátor -dojížděkový čas do krajského města

B_{DVO} - jsou pomocné body za dílčí indikátor dojížděkovou vzdálenost do okresního města

B_{VSI} - jsou pomocné body za dílčí indikátor vzdálenost silnice 1. třídy (nebo vyšší třídy) od obce

B_{RPS} - jsou pomocné body za dílčí indikátor podíl rolníků na celkovém počtu podnikatelských subjektů

B_{VEA} - jsou pomocné body za dílčí indikátor Podíl vyjíždějících na zaměstnaném ekonomicky aktivním obyvatelstvu - data z roku 2001

A_{DZ} - je korekce na dominantního zaměstnavatele, která nabývá hodnoty 1, právě když B_{VEA} je ≥ 9 a největší zaměstnavatel v obci má 100 a více zaměstnanců, jinak je její hodnota rovna 0

B_{NVR} - je pomocné body za nadmořskou výšku - rozdíl proti krajskému průměru

B_{VKT} - je pomocné body za velikost katastru

2.1 Interpretace získané hodnoty „Integrovaného indikátoru obyvatelstvo“

Integrovaný indikátor nabývá hodnot od 100 do 1000.

Pokud hodnota integrovaného indikátoru je v **rozmezí od 100 do 400**, pak se jedná o obec, která patří do skupiny obcí, které by neměly mít problémy s přírůstkem obyvatel ve vazbě na hodnocené disparity.

Pokud integrovaný indikátor nabývá hodnot **mezi 400 a 700**, jedná se o obce, které sice mohou být postiženy některými disparitami, ale jejich vliv buď není významný, nebo jsou vyváženy jinými disparitami.

Pokud nabývá **hodnot 700 a více**, jedná se o obec z hlediska disparit znevýhodněnou a má tak nebo může mít problém s přírůstkem obyvatel.

Tato interpretaci vychází z výsledků analýzy podováděné v rámci projektu HMDIS viz [7].

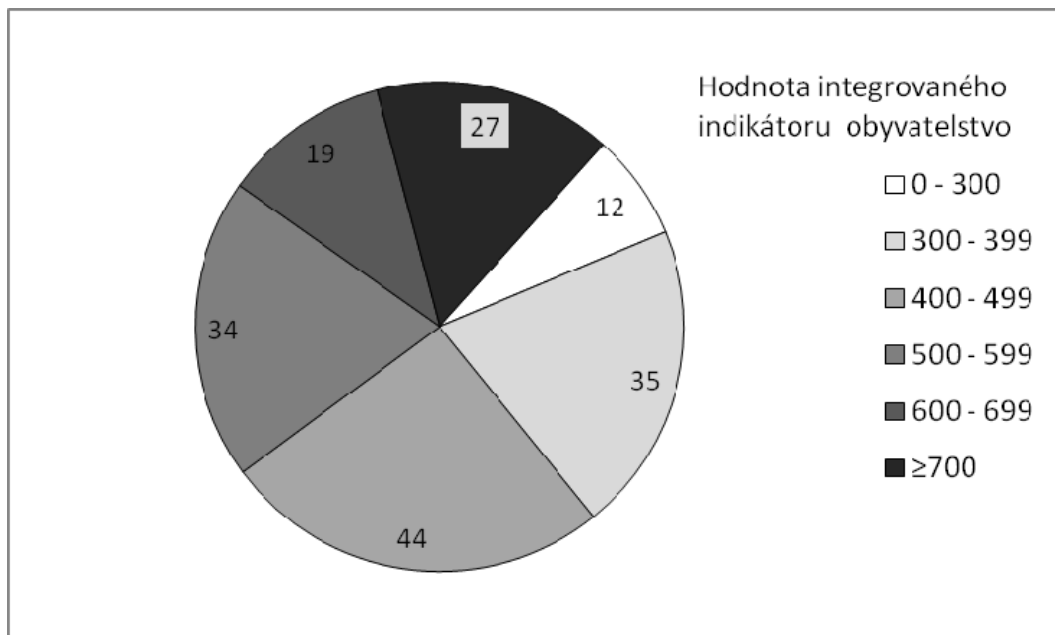
3 APLIKACE NA CÍLOVÉ OBCE MORAVSKOSLEZSKÉHO KRAJE

K 1. lednu 2010 se zde nacházelo celkem 299 obcí, z toho 171, [4]. tj. více, než polovina obcí, je z cílové skupiny pro hodnotící indikátor, tj. jedná se o obce s 500-3000 obyvateli. Z celkového počtu všech obyvatel žijících v Moravskoslezském kraji (MSK) jich přibližně 16 % žije v cílových

obcích. Pokud vezmeme v úvahu pouze obyvatelé MSK, kteří bydlí mimo krajské město, je to téměř 22 % obyvatel.

Integrovaný indikátor obyvatelstvo byl aplikován na cílové obce Moravskoslezského kraje v souladu s metodikou pro hodnocení obcí s 500-3000 obyvateli pomocí „Integrovaného indikátoru obyvatelstvo“ s využitím doporučených zdrojů informací [2,3,4,5,6,8], s tím, že informace o dominantním zaměstnavateli byly získány přímo od představitelů obcí.

Počet obcí pro jednotlivé rozmezí hodnot integrovaného indikátoru obyvatelstvo je vidět na obrázku 1.

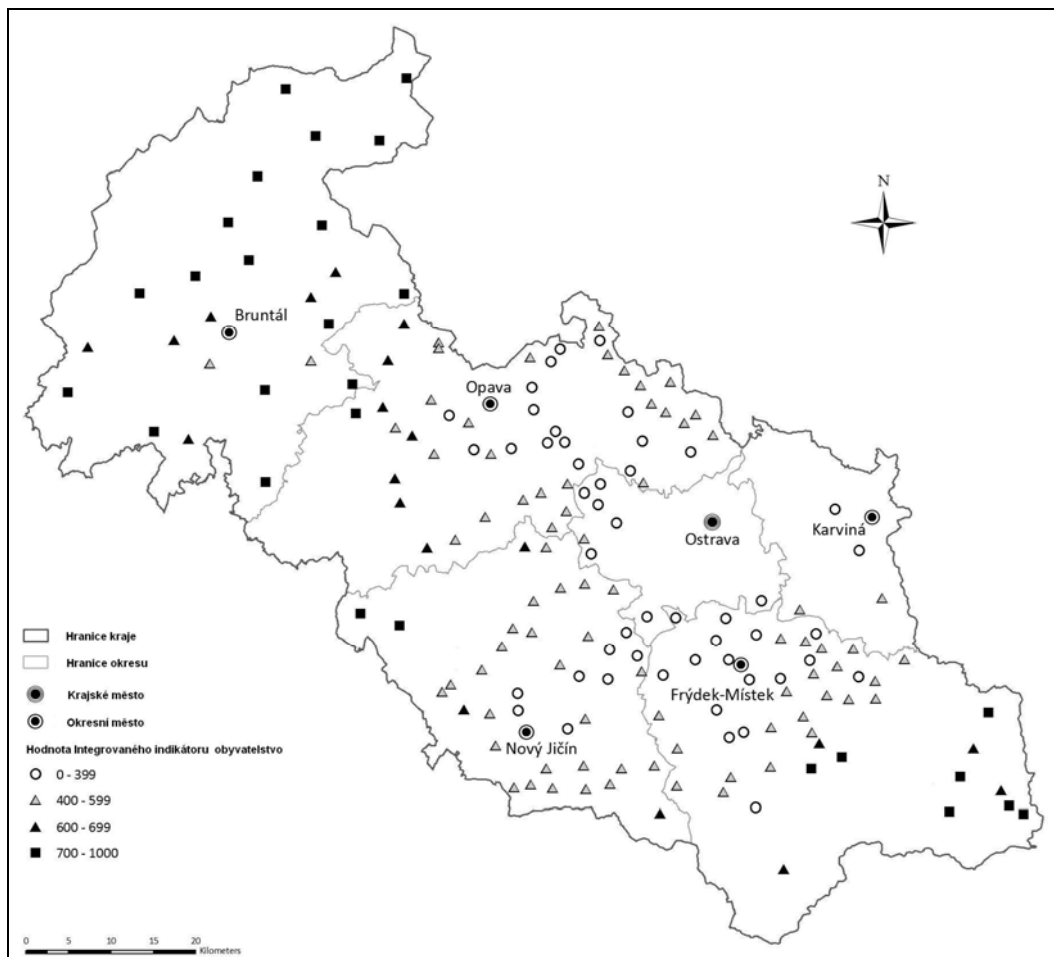


Obr. 1: Počet obcí pro jednotlivé rozmezí hodnot integrovaného indikátoru obyvatelstvo

Velmi malou část, pouze 11 obcí, tvoří obce naprosto bezproblémové z hlediska vlivu disparit. Celkově z hlediska hodnot integrovaného indikátoru obyvatelstvo je bezproblémových, tj. do hodnoty 400, celkem 47 obcí.

Potenciálně problémových, tj. s hodnotou indikátoru větší než 700, je pouze 27. Při stanovování hraničních hodnot integrovaného indikátoru byly hranice stanoveny na celorepublikovém vzorku přibližně na $\frac{1}{4}$ obcí viz: [7], což by při alokaci na Moravskoslezský kraj mělo reprezentovat přibližně 42 obcí.

Za velmi zajímavé je možno považovat rozložení obcí z hlediska geografického, jak ukazuje obrázek 2.



Obr. 2 Vizualizace výsledků aplikace Integrovaného indikátoru obyvatelstvo na obce Moravskoslezského kraje (k 1. 7. 2010), (mapový podklad [1])

Bezproblémové obce fakticky kopírují hlavní příjezdové tahy do Ostravy. Naopak obce s problémy nebo obce z pohledu vyhodnocení hraničních (hodnota integrovaného indikátoru 600-699) jsou situovány na Bruntálsku, Jablunkovsku a na hranicích vojenského prostoru Libavá.

3.1 Dílčí indikátory

V textu lze uvést i odrážky dle následující ukázky:

- dojížděkový čas do krajského města (v minutách);
- dojížděková vzdálenost do okresního města (km);
- vzdálenost silnice 1. třídy (nebo vyšší třídy) od obce;
- nadmořská výška - rozdíl proti krajskému průměru;
- velikost katastru;
- podíl vyjíždějících na zaměstnaném ekonomicky aktivním obyvatelstvu - data z roku 2001 (v %);
- podíl rolníků na celkovém počtu podnikatelských subjektů (v %).

Dílčí indikátory jsou tvořeny pomocnými body, které nabývají hodnot 1-10, přičemž 1 bod představuje hodnotu nejlepší a 10 naopak hodnotu nejhorší. Ukázkou převodu absolutní hodnoty indikátoru na hodnotu pomocného bodu uvádí tabulka 1. Pomocné body jsou přiřazeny podle toho, do kterého intervalu hodnoty dílčího indikátoru náleží.

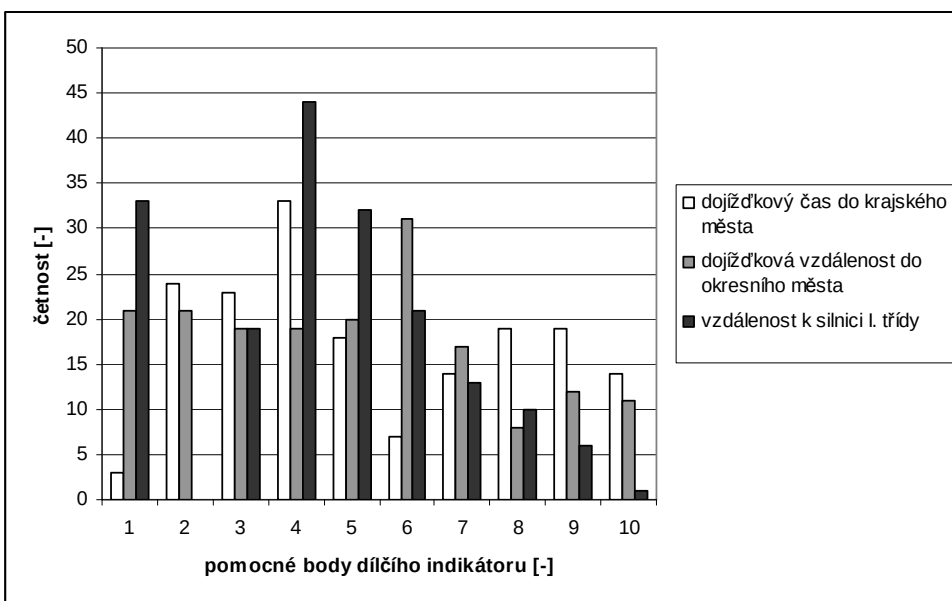
Tab. 1: Pomocné body pro indikátor: Dojížděkový čas do krajského města [8]

Hodnoty dílčího indikátoru v minutách - intervaly	Pomocné body B_{DCK}
(0;19>	1
(19;26>	2
(26;32>	3
(32;38>	4
(38;44>	5
(44;47>	6
(47;52>	7
(52;61.6>	8
(61.6;84.4>	9
(84.4;+∞)	10

3.2 Někteřá porovnání a ukázky hodnot dílčích indikátorů

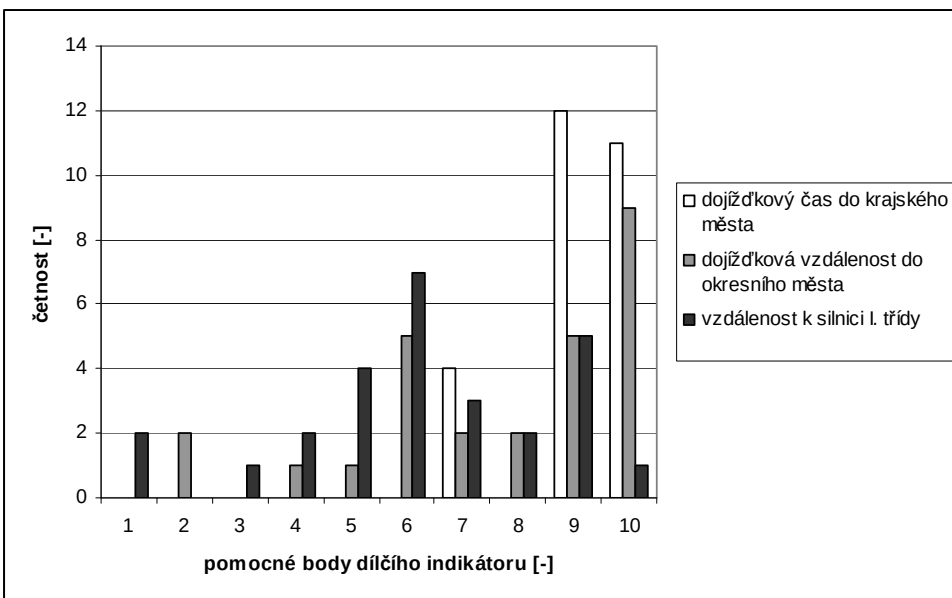
Z obrázku 3 je vidět, že ze tří nejsilnějších dílčích indikátorů, tj. indikátorů polohy, že nejvíce diskvalifikující je dojížděkový čas do krajského města a vzdálenost do okresního města, přesto, že možnosti napojení na silniční síť jsou pro celý vzorek obcí zdánlivě lepší (v porovnání s celorepublikovým vzorkem viz [7]), ale faktické možnosti napojení nejsou ideální.

Jako příklad může sloužit to, že má-li obec hodnotu pomocného bodu dílčího indikátoru – vzdálenost od silnice 1. třídy - 6 a více bodů, je možnost nájezdu na silnici 1. třídy nejbližší ve vzdálenosti 5 km. (přičemž není zkoumán stav komunikací, které je třeba použít).



Obr. 3 Četnost obcí s jednotlivými pomocnými body dílčích indikátorů

Z porovnání četností dosažených hodnot pomocných bodů pro obce s Integrovaným indikátorem obyvatelstvo nad 700 bodů je u tří nejsilnějších indikátorů zřejmé (obrázek 4), že vzdálenost od krajského respektive od okresního města je významným problémem s tím, že více než 66 % z nich má možnost nájezdu nejbližší ve vzdálenosti 5 km.



Obr. 4 Četnost obcí s Integrovaným indikátorem větším než 700 dle jednotlivých pomocných bodů dílčích indikátorů

Za velmi zajímavý ukazatel z hlediska vlastní obslužnosti obce lze považovat její rozlohu. Indikátor velikosti obce z hlediska porovnání velikosti katastrů a převod na pomocné body je vidět v tabulce 2.

Celkem 25 obcí má katastr větší než 2631,4 ha. Mezi nimi je 18 obcí s Integrovaným indikátorem obyvatelstvo větším než 700.

Tab. 2: Pomocné body dílčího indikátoru velikost obcí s intervaly a počtem cílových obcí (1. a 3. sloupec [8])

Pomocné body dílčího indikátoru [-]	Počet obcí z cílových obcí MSK [-]	Rozloha katastru obcí [ha] – interval
1	29	(0;578>
2	25	(578;812.4>
3	15	(812.4;956.4>
4	21	(956.4;1118.6>
5	11	(1118.6;1372>
6	14	(1372;1623.4>
7	14	(1623.4;1937.8>
8	17	(1937.8;2631.4>
9	13	(2631.4;3712>
10	12	(3712; +∞)

4 ZÁVĚR

Z hodnocení integrovaným indikátorem obyvatelstvo bylo zjištěno, že z hlediska celé ČR je podíl obcí, které mohou mít problémy s obyvatelstvem v Moravskoslezském kraji téměř o polovinu nižší, než lze očekávat. Na základě vyhodnocení dílčích indikátorů polohy má dostupnost území významný vliv na tento fakt. Je možno konstatovat, že síť silnic I. třídy, spolu s rychlostními silnicemi a dálnicemi, je ve sledované oblasti vhodně strukturovaná. Přesto jsou zde zřejmé problémy faktické dostupnosti území v oblastech bez možnosti nájezdu na rychlostní silnice nebo dálnici. Tento problém pak významně ovlivňuje jednak možnost dojížděky do zaměstnání, ale také možnosti podnikání.

Jaké vhodné typy podpory z úrovně kraje z tohoto výsledku vyplývají? Především usilovat o obchvaty obcí, zejména u silnic I. třídy, které (mimo jiné) zkrátí dobu potřebnou k dojezdu z obcí do center; a také o zlepšení stavu pozemních komunikací obecně. Dále pak maximalizace podpory pro takové typy podnikání, které se dokážou se zhoršenou dopravní dostupností co nejlépe vyrovnat a naopak mohou plně využít místních zdrojů.

PODĚKOVÁNÍ

Príspevek byl realizován za finančního přispění Ministerstva pro místní rozvoj, projekt "Návrh hodnotícího modelu pro posouzení disparit a metodický postup pro jeho využívání" WD-41-07-1.

LITERATURA

- [1] Česká informační agentura životního prostředí. *Mapové služby Portálu veřejné správy* [online]. [cit. 13-09-2008] Dostupné z WWW: <http://geoportal.cenia.cz/wmsconnector/com.esri.wms.Esrimap/>.
- [2] Český statistický úřad. *Sčítání lidu, domů a bytů k 1. 3. 2001 – dojíždka do zaměstnání a škol* Kód publikace: e - 4130 - 03 Č. j.: 1597 / 03 - 3310 SLDB. Praha, 10. prosince 2003.
- [3] Český statistický úřad. *Statistický lexikon obcí České republiky 2005*. Praha: Ottovo nakladatelství s. r. o., 2005. ISBN 80-7360-287-3.
- [4] Český statistický úřad. *MOS - Městská a obecní statistika* [online]. [cit. 17-6-2008]. Dostupné z WWW: <http://vdb.czso.cz/xml/mos.html>.
- [5] Český statistický úřad. *Sčítání lidu, domů a bytů 2001* [online]. [cit. 18-6-2008]. Dostupné z WWW: <http://www.czso.cz/sldb/sldb2001.nsf/index>.
- [6] Portál veřejné správy. *Adresář veřejné správy* [online]. [cit. 18-6-2008]. Dostupné z WWW: http://portal.gov.cz/wps/portal/_s.155/6966/_s.155/695/place.
- [7] VOJVODÍKOVÁ, B. a kol. *Věcná závěrečná zpráva projektu "Návrh hodnotícího modelu pro posouzení disparit a metodický postup pro jeho využívání" WD-41-07-1*, Ostrava: Ataco, s. r. o., 2010. Dostupné z WWW: <http://hmdis.ataco.cz>.
- [8] VOJVODÍKOVÁ, B. a kol.: *Metodika pro hodnocení obcí s 500-3000 obyvateli pomocí „Integrovaného indikátoru obyvatelstvo“* Ostrava: Ataco, s. r. o., 2010. Dostupné z WWW: <http://hmdis.ataco.cz>.

Oponentní posudek vypracoval:

Doc. Ing. Zdeňka Lhotáková, Fakulta architektury, VUT Brno.

Doc. Ing. Marian Lebieczik, Ph.D., Obchodně podnikatelská fakulta v Karviné, Slezská univerzita v Opavě.

Jan VOTOČEK¹, Barbara VOJVODÍKOVÁ²

**NÁVRH STRUKTURY DAT PRO PASPORTIZACI BROWNFIELDŮ
SE ZAMĚŘENÍM NA MALÉ OBCE**

**PROPOSAL OF DATA STRUCTURE IN BROWNFIELDS DATABASE –FOCUSED
ON SMALL MUNICIPALITIES**

Abstrakt

Brownfieldy představují ve většině případů problém pro rozvoj svého okolí. Jejich inventarizace je prvním krokem vedoucím k jejich regeneraci. Velká města v České republice již své databáze mají. Co však chybí, jsou ucelené informace o brownfieldech v malých obcích. Tento článek se zabývá strukturou informací, které by měly být do databáze o plochách brownfields na malé obci zařazeny, aby umožnily především na krajské úrovni, zpracovávat podrobné analýzy tohoto problému.

Klíčová slova

Brownfieldy, malé obce, databáze, informace.

Abstract

Brownfields is a key problem in development of its surrounding. Summarization of brownfields information is the first step for regeneration. The cities in Czech Republic have they own brownfields databases, but information from small municipalities is missing. This article is focused on the structure of information which is need for analyzes situation in brownfields regeneration. This database has to be made on regional level.

Keywords

Brownfields, small municipalities, database, information.

1 ÚVOD

Na základě řady výzkumů, které proběhly za posledních 15 let v České republice, stejně jako výzkumů a praktických zkušeností ze zahraničí je možno konstatovat, že bez pasportizace či inventarizace jsou možnosti regenerace brownfields ztížené, oddálené a často opomenuty.

Inventarizace stojí na úplném počátku celého procesu. Inventarizaci či pasportizaci je také třeba chápat nejen jako popis jedné plochy, ale především jako popis celkového charakteru těchto ploch na větším území – obec, kraj, regionu.

Lze konstatovat, že většina větších měst se s inventarizací ploch brownfields vyrovnala, častým problémem jsou ale menší obce, pro které by malý brownfield může znamenat velký problém z hlediska rozvoje. Na základě zkušeností například popsanych v (Schejbalová 2010) jsou

¹ Ing. Jan Votoček, doktorand oboru městského stavitelství – kombinovaná forma, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, e-mail: janvotocek@greenshot.cz

² Doc. Ing. Barbara Vojvodíková, Ph.D., Katedra stavebních hmot a hornického stavitelství, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 32 1383 e-mail: barbara.vojvodikova@vsb.cz.

představitelé menších obcí z různých důvodů opatrní při pojmenování lokality jako brownfield - pokud vůbec tento termín používají. Je tedy především na kraji především ve své samostatné působnosti, který má zájem nejen o rozvoj velkých měst, ale také o rozvoj těchto menších obcí, které se významnou měrou podílejí na celkovém počtu obyvatel v krajích, aby se o potřebný přehled o těchto problémech, ale i o jejich řešení postaral. Tento článek jednak stručně shrnuje obecné postupy pasportizace, ale především navrhuje strukturu dat specifických pro menší obce (menší obec je zde chápána jako obec maximálně do 5000 obyvatel), umožňujících příslušným odborům krajských úřadů lepší orientaci v dané problematice.

2 POTENCIÁLNÍ UŽIVATELÉ DATABÁZE PLOCH BROWNFIELDS

Zájemců, či potenciálních uživatelů je více:

V ideálním případě je to soukromý sektor, což jsou především potenciální budoucí uživatelé – developéři (těm je třeba tyto informace spíše cíleně připravit, než očekávat jejich aktivní přístup k tvorbě databází), nebo vlastníci nemovitostí, aby věděli, co mohou developerům nabízet. V takovýchto případech se ale většinou jedná o zájem o konkrétní plochu v konkrétním místě. Ve většině případů je to ale veřejná správa, která je hlavním uživatelem této inventarizace. Ta jako velmi významný hráč na poli regenerace brownfieldů musí především vědět, co se na jejím území nachází.

Veřejná správa potřebuje informace o brownfields v různých úrovních:

1. Na místní úrovni je nositelem aktivity obec, na základě požadavku odboru strategického plánování. (platí především pro větší města). Zde je potřebná nejvyšší podrobnost informací tak, aby bylo možno vybrat lokality vhodné k regeneraci, či doporučit lokality případným investorům. U malých obcí sice vlastní inventarizaci provede obec, ale iniciace musí přijít z krajské úrovně.
2. Krajský úřad je nositelem aktivity na regionální úrovni a potřebuje především informace vhodné a potřebné pro následnou analýzu. Podrobný pasport je potřeba v případě, že se jedná o plochu neregionálního významu, kdy právě kraj sehrává roli nabízejícího.
3. Ministerstva a vláda by měly být nositeli aktivity na národní úrovni. Na této úrovni jsou potřebné analytické výstupy shrnující jednotlivé krajské analýzy a podrobné informace k lokalitám brownfields národního významu.

Díky novému Stavebnímu zákonu - Zákon č. 183/2006 Sb., o územním plánování a stavebním řádu (stavební zákon) jsou brownfields součástí územně analytických podkladů (ÚAP). Otázkou je, jak se vyrovnat s případnou neochotou nejrozličnějších vlastníků uvést svou nemovitost jako brownfield (zákon sice nehovoří o možnosti vstupu vlastníků do přípravy ÚAP, realita je ovšem jiná). Nezanedbatelnou informací pro představitele obcí, ale i pro vlastníky je, jaký prospěch přinese vyřešení těchto lokalit.

Pro malé obce, které mají jednoho uvolněného starostu a jednu administrativní pracovníci je vnímání brownfields spíše intuitivní a díky znalosti prostředí je většina informací uložena v paměti starosty bez potřeby tyto informace vložit do obecně dostupné podoby.

3 POZNATKY Z DŘÍVĚJŠÍCH INVENTARIZACÍ

Předešlé přístupy jednotlivých ministerstev, krajů, měst a obcí byly velmi různé. Popis výstupů některých výzkumných úkolů, nebo prováděných pasportizací a porovnání uvádí například (Vojvodíková 2007).

Souhrnně je třeba říci, že inventarizací byla celá řada, bohužel byly a ještě jsou poznamenány absencí celonárodní koncepce či metodiky. (Jako příklad může posloužit databáze ploch města Ostravy, která vznikla v letech 1998-2000 tj. v době, kdy se termín brownfields neobjevoval v žádných oficiálních vládních dokumentech). Bohužel neexistence státem certifikované metodiky vedla k různorodosti jak formátu, tak vlastních dat a proto jsou databáze mnohdy jen obtížně porovnatelné a lze je jen velmi těžko propojit.

Databáze vytvořené v různých městech byly naplněny podle odlišných kritérií a jsou uloženy v různých formátech, trpí problémem publicity, nelze je editovat, jejich forma znemožňuje analýzu, či právní status komplikuje opakovatelnost. Ani převedení těchto databází do GIS formátu není snadné. (Bergatt Jackson, Hermann 2007.)

Přes tyto nedostatky přinesly databáze řadu velmi zajímavých poznatků, zkušeností, analytických dat a z pohledu regionálního rozvoje bezesporu dat zajímavých. Co ale většinou zcela chybí je podrobná pasportizace konkrétní obce, respektive obce s rozšířenou působností (ORP). Za pěkný příklad může sloužit ORP Votice (viz Votoček, Kirschner 2010).

4 STANOVENÍ ČASU PROHLÍDEK S VYUŽITÍM PODMÍNĚNÉ PRAVDĚPODOBNOSTI

Inventarizace není pouze sběrem dat, je součástí dlouhodobého komplexního procesu regenerace brownfields. Na rozdíl od starších metodologií (např. na www.brownfieldsinfo.cz) se dnes informace o brownfields stále častěji zpracovávají v prostředí GIS. Díky tomu je možné se při průzkumech soustředit na kvalitativní a subjektivní data. Terénní průzkumy jsou časově náročné a velmi nákladné. Viz studie o brownfields ve Frýdku-Místku (Novosák, Szczyrba 2004). Laicky lze říci, že při inventarizaci brownfields jsou v terénu evidovány pouze ty atributy, které nelze získat „od stolu“. Díky prostředí GIS je během zpracování snadný přístup k vrstvám s dalšími důležitými informacemi.

Při inventarizaci, která směřuje k zjištění stavu celého území, a to především pro potřeby strategického rozvoje, je třeba si nastavit různé parametry. Jedním z nich je minimální **velikost pozemků**.

Pro různě velká sídla mají různě velká brownfields různý dopad. Všeobecně přijata spodní hranice evidence brownfields je jeden hektar, tedy 10 000 m² (fotbalové hřiště je asi 7000 m²). Pokud se tedy 1 ha brownfields nachází v krajském městě, je to v jeho urbanistické textuře akceptovatelné, ale pokud se podobná lokalita nachází v centrální nebo jinak významné poloze v obci s 10-20 000 obyvateli nebo menší, může mít výrazný negativní dopad na celou obec. Mnohdy i plošně malý brownfield situovaný při hlavním vjezdu do obce nebo v jeho centrální části může vyvolat natolik negativní dojem, že je rozvoj obce téměř zastaven.

Tab. 1: Návrh velikosti pasportizovaných ploch ve vazbě na velikost obce

Počet obyvatel v obci	Velikost brownfieldu
0-500	0,1 ha
500-2000	0,1 ha
2000-5000	0,2 ha
5000-50000	0,25 ha
Nad 50000	0,5 ha

Pochopitelně je třeba tyto hranice uvedené v tabulce 1 chápat jako doporučení a v případě nutnosti a se znalostí konkrétního sídla se zaměřit i na plochy menší.

5 EVIDOVANÉ ATRIBUTY BROWNFIELDS - NAVRHOVANÁ NOVÁ STRUKTURA DAT

Struktury dat, které je třeba získat o konkrétní ploše, popisují například (Kuta et al. 1998), nebo (Horáková et al. 2004). V obou případech se jedná o pasporty zaměřené na konkrétní plochu použitelnou spíše pro vlastníky této plochy a byly koncipovány zejména pro použití pro developery. Níže popsaná struktura je směřována k použití ve veřejné sféře pro analýzu většího území včetně menších obcí a počítá se s její průběžnou aktualizací.

Údaje o brownfields jsou rozděleny do 4 skupin:

- identifikační údaje;
- realitní údaje;
- limity;
- obrazová dokumentace.

Tab. 2: Příklady položek s popisy ke skupině identifikační údaje

Položka	Popis
Název	místní název, pod kterým je lokalita všeobecně známá nebo snadno identifikovatelná
Číselné	číslo lokality
	unikátní číslo GIS
	unikátní národní číslo
Obec	název obce
	počet obyvatel
	katastrální území
	adresa
Typ brownfieldu podle minulého využití	zemědělské
	bytové
	občanská infrastruktura (obchody, školy, zdravotní zařízení)
	průmyslové
	dopravní (nádraží, tratě, nástupiště, depa, letiště)
	jiné (celnice, kostely, zeleň)
	armádní
Stav lokality včetně porovnání s předchozím stavem	lokalita je dále brownfield, tak jako v předchozím průzkumu
	nový brownfield
	brownfield v dočasném využití
	„budoucí brownfield“ - zatím se o brownfield nejedná, ale je pravděpodobné, že se jím stane
	lokalita našla nové trvalé využití
Datum	poprvé evidováno jako brownfield
	vyřazeno z evidence jako brownfield
	prvně evidováno jako „budoucí brownfielddy“
Poloha	při zpracování v GIS je poloha jasně daná polygonem, pro kontrolu a pro snadnou prezentaci v terénu - souřadnice hlavního vstupu/vjezdu na pozemek (vrátnice, brána).
Kontakt	kontakt na vlastníka pokud byl získán

Příklady položek s popisy ke skupině realitní údaje:

- rozloha -velikost lokality v ha;
- stav vlastnictví- kolik má lokalita vlastníků/ soukromé/veřejně/jiné vlastnictví;
- procento využití -z kolika procent je lokalita využita (10 % znamená, že 90 % je brownfield;
- procento zastavěnosti- kolik % lokality je zastavěno.

Tab. 4: Příklady položek s popisy ke skupině limitní údaje

Položka	popis
Stav územně plánovací dokumentace	schválený a platný územní plán existuje/neexistuje
Využití v územním plánu	
Současné skutečné využití území	
Environmentální dopad původního a dalších využití	kontaminace je vyřešena
	identifikovaná zátěž, zařazení mezi staré ekologické zátěže
	existence analýzy rizik
	podezření environmentální zátěže kategorie (např. kategorie rizika při neexistenci analýzy, viz např. publikace Brownfields snadno a lehce (Bergatt Jackson at al. 2004)
	není známá

Obrazová dokumentace:

- plánek;
- situace 1:1000 nebo menší měřítko;
- výřez z katastrální mapy;
- výřez z ortofotomapy;
- fotografie: 3-5 fotografií podle velikosti areálu, celkový pohled s okolím, hlavní budovy, významné prvky, vstup.

Vzhledem k tomu, že pro pasportizaci je nezbytné provést fyzickou návštěvu areálu, je vhodné dotazník doplnit subjektivními dojmy s plným vědomím toho, že se jedná o subjektivní dojem.

Například:

- do nemovitostí na lokalitě není investováno (chátrá, padá);
- lokalita má významný negativní vliv na své okolí (může odrazovat investory v sousedství);
- v daném místě sídla nemá vhodné funkční využití (například je používáno pro lehký průmysl nebo zemědělství a nachází se v centru sídla);
- charakter původního využití mohl způsobit kontaminaci (tiskárny, prádelny, autoopravny a další);
- stavba budovy byla pozastavena na více než půl roku nebo vypršelo stavební povolení,
- vlastník nebo provozovatel nemovitosti je otevřen spolupráci (pokud je kategoricky proti, bylo by později obtížné s lokalitou pracovat);
- vedení obce je otevřeno spolupráci (pokud je kategoricky proti, bylo by později obtížné s lokalitou pracovat).

Otázky a jejich odpovědi také souvisí s tím, kdo inventarizaci provádí. Pokud opět hovoříme o malých obcích, bylo by zdánlivě nejjednodušší obeslat starosty pasportem a prosbou o spolupráci. Takováto praxe by ale nevedla k potřebným výsledkům. Zástupci obce, pokud by pasport vyplnili, nejsou odborníky na brownfieldy, svou roli by mohl sehrát negativní image slova brownfield, který by mohl vést k neuvádění všech ploch splňující atributy brownfieldu z různých osobních důvodů. Efektivnější tedy je, aby inventarizaci provedl zaškolený člověk, ale spolupráce představitele obce je vítána především pro znalost místních poměrů. Zástupce obce také může otevřít cestu k vlastníkově takovéto nemovitosti.

6 ZÁVĚR

Inventarizaci- pasportizaci brownfields je možno chápat z různých pohledů podle využití této vytvořené databáze. Tento článek se pokusil nastínit strukturu pro analytické využití se zaměřením na malé obce.

Autoři si uvědomují, že inventarizace je věc již mnohokrát probraná a publikovaná, nicméně, kromě pokusu v rámci Strategie rozvoje brownfields – brownfields 3000 organizované Czechinvestem stále existuje, a to především na menších obcích malé nebo žádné povědomí o brownfieldech jako takových a hlavně pochybnosti o prospěšnosti jejich řešení.

Uvedená struktura dat, určená pro využití zejména příslušnými odbory kraje, stejně jako postup pro jejich získávání je zaměřená především na malé obce. Velká města již více či méně úspěšně řeší tyto plochy, ale pro řadu menších obcí jsou to pořád ještě limity růstu a rozvoje. Při strategickém plánování na úrovni krajů je proto prvořadou nutností potřebné informace získat a k tomu může navrhovaný postup posloužit.

PODĚKOVÁNÍ

Příspěvek byl realizován za finančního přispění prostředků z OP Přeshraniční spolupráce Česká republika – Polsko, projekt č. CZ.3.22/23.00/08.00.00635 Přeshraniční spolupráce vysokých škol v oblasti péče o kulturní památky a využití opuštěných průmyslových objektů.

LITERATURA

- [1] BERGATT JACKSON, J. et al.: *Brownfields snadno a lehce*, IURS - Institut pro udržitelný rozvoj sídel o.s., 2004.
- [2] BERGATT JACKSON J. & HERMANN G.: *Towards Integrated Regeneration Policies and Brownfields Advocacy in the Czech Republic*. Sborník mezinárodní konference Cabernet Revit, Stuttgart 2007.
- [3] HORÁKOVÁ, J. & VOJVODÍKOVÁ, B. & ČESELSKÝ, J.: *Příprava projektů regenerace opuštěných průmyslových ploch - praktický manuál*. VŠB- TU Ostrava Fakulta stavební. 2004.
- [4] KUTA, V., et al.: *Metody průzkumu a hodnocení ploch*. Sub-objective 2: Research on industrial areas regeneration methods, pp.3-15, Ostrava, 1998.
- [5] NOVOSÁK, J., SZCZYRBA, Z.: Frýdek-Místek: konverze tradičních průmyslových ploch, širší vztahy geografické struktury. Urbanismus a územní rozvoj, č. 2, s. 36-45, 2004.
- [6] VOJVODÍKOVÁ, B.: *Databáze ploch, které byly ovlivněny lidskou činností v České republice*. Informace Českého svazu stavebních inženýrů. 2007.
- [7] VOTOČEK, J. & KIRSCHNER, V.: *Nástroj evidence brownfields v ČR*, Konference Udržitelný rozvoj měst, 25. 5. - 26. 5. 2010 Eurocentrum Jablonec nad Nisou.
- [8] SCHEJBALOVÁ, B.: *Několik poznatků a doporučení ze subjektivního hodnocení disparit a jiných problémů obcí o 500 – 3000 obyvatel v České republice, sborník Semináře - „Výzkum pro řešení regionálních disparit v České republice“* 28. 1. 2010. pp.23-29 ISBN 978-80-254-6456-4.
- [9] www.brownfieldsinfo.cz

Oponentní posudek vypracoval:

Doc. RNDr. Tadeusz Siwek, CSc., Ostravská univerzita v Ostravě.

Mgr. A. Lucie Doleželová, Ph.D., Agentura Czechinvest.

Roman MAREK¹, Eva HRUBEŠOVÁ², Milan SEDLÁČEK³

ANALÝZA STABILITY SVAHU POTOKA VÝŠINA V ORLOVÉ

ANALYSIS OF SLOPE STABILITY OF VÝŠINA STREAM IN ORLOVÁ

Abstrakt

Príspevek analyzuje stabilitu svahu u potoka Výšina v Orlové, jehož nestabilita ohrožuje horkovod, který se nachází v jeho bezprostřední blízkosti. Posouzení vychází ze současného stavu svahu na dané lokalitě a z matematických modelů ve dvou charakteristických řezech. Matematické modely byly vytvořeny v programovém systému Plaxis 2D založeném na numerické metodě konečných prvků (MKP). Výsledky matematických modelů umožnily lokalizovat kritickou smykovou plochu ve svahovém tělese, stanovit stabilní problematické oblasti a prognózovat možné negativní vlivy potenciálního sesuvu na horkovod.

Klíčová slova

Potok Výšina, stabilita svahu, horkovod, numerický model, Plaxis 2D.

Abstract

This paper analyzes the stability of the slope near the stream in Orlova district. The instability of the slope has negative impact on the hot water pipeline, which is located in the crown of the slope. The assessment is based on the survey of the current state of the slope, and mathematical models in two cross sections. Mathematical models were developed in software Plaxis 2D based on finite element method (FEM). The results of mathematical models allow to locate the critical slip surface in the slope, to predict the unstable areas and possible negative effects of a potential landslide in hot water pipeline.

Keywords

Výšina stream, slope stability, hot water pipeline, numerical model, Plaxis 2D.

1 ÚVOD

Potok Výšina je hydrologicky nevýznamný tok v katastru města Orlová, který na parcele č. 1625/2 vytváří koryto, které lemují nestabilní zalesněné svahy. Svahy obklopuje městská zástavba a na hraně východního svahu se nachází strategický horkovod zásobující teplem město Orlová.

Nestabilita svahů je způsobena erozní činností, geologickými a hydrogeologickými poměry v oblasti a samotnou geometrií svahů.

¹ Ing. Roman Marek, Katedra geotechniky a podzemního stavitelství, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 596 991 928, e-mail: roman.marek@vsb.cz.

² Doc. RNDr. Eva Hruběšová, Ph.D., Katedra geotechniky a podzemního stavitelství, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 373, e-mail: eva.hrubesova@vsb.cz.

³ Ing. Milan Sedláček, Eurovia CS, a.s., oblast Morava, závod Ostrava, Starobělská 3040/56, 704 16, Ostrava-Zábřeh, tel.: (+420) 724 829 864, e-mail: sidl.m@seznam.cz.



Obr. 1: Fotografie stávajícího stavu svahu potoku Výšina

2 GEOTECHNICKÉ POMĚRY ZÁJMOVÉ OBLASTI

Jako podklad pro specifikaci geotechnických poměrů sloužila fotodokumentace, výsledky vrtného průzkumu získané z Geofondu [6], stanovisko České geologické služby k zájmové oblasti [4] a zpráva inženýrsko-geologického průzkumu fy. G-Consult s.r.o. [3].

Z geologického hlediska je zájmové území charakteristické střídáním kvartérních vrstev jílovitých a písčitých zemin. Podloží těchto vrstev je tvořeno neogenními jílovitými sedimenty, které nevystupují napovrch. Svrchní vrstva je tvořena organickým pokryvem.

Hydrogeologické poměry jsou ovlivněny sezónními vlivy a atmosférickými podmínkami. Hladina podzemní vody (HPV) kolísá v závislosti na ročním období. Z vrtného průzkumu vyplývá, že podzemní voda je vázána na propustnější písčité horizonty. Dá se očekávat, že hydrogeologické poměry společně se střídáním vrstev jílovitých a písčitých zemin mají za následek vznik pórových tlaků, které nepříznivě ovlivňují celkovou stabilitu okolních svahů.

Území na parcele č. 1625/2 je postiženo rozsáhlou erozní činností způsobenou tokem Výšina. Ten je neusměrněně dotován povrchovou vodou z okolních svahů, do kterých je odváděna voda z přilehlých komunikací a podpovrchovou vodou prostupující písčitými horizonty. Nepříznivý vliv na erozi má patrně i vyústění kanalizačního sběrače, který je několikrát do roka čištěn tlakem vody.

Na svahy dále, kromě samotné geologické skladby, negativně působí nebezpečná namrzavost jílovitých zemin.

Z fotodokumentace je patrná silná erozivní činnost na březích toku Výšina a zcela zjevná nestabilita obklopujících svahů (tzv. opilé stromy, lokální dílčí sesuvy, erozní vlivy) – viz obrázek 2 a 3.



Obr. 2: „Opilé stromy“



Obr. 3: Lokální dílčí sesuv

3 NUMERICKÉ MODELÝ SVAHU

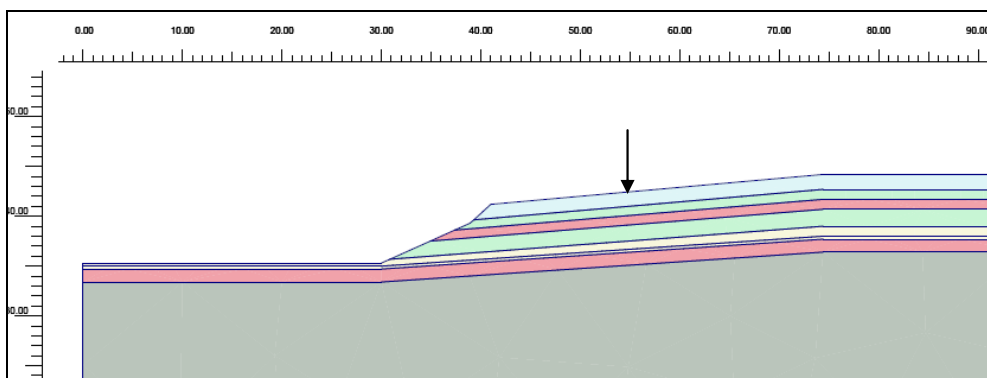
Stabilita svahu byla řešena programový systém Plaxis 2D, který slouží pro deformační a stabilitní analýzu geotechnických úloh a je založen na numerické metodě konečných prvků [5]. Pro výpočet byl použit Mohr-Coulombův konstituční model, charakterizovaný základními pevnostními parametry - soudržností a úhlem vnitřního tření. Výpočet stupně stability F je v tomto výpočetním systému stanoven tzv. metodou redukce pevnostních parametrů a je definován jako poměr zadané smykové pevnosti zeminy určené soudržností c a úhlem vnitřního tření φ a tzv. redukované smykové pevnosti zeminy potřebné pro zachování stavu bez porušení (charakterizované soudržností c_r a úhlem vnitřního tření φ_r):

$$F = \frac{c}{c_r} = \frac{\tan \varphi}{\tan \varphi_r} \quad (1)$$

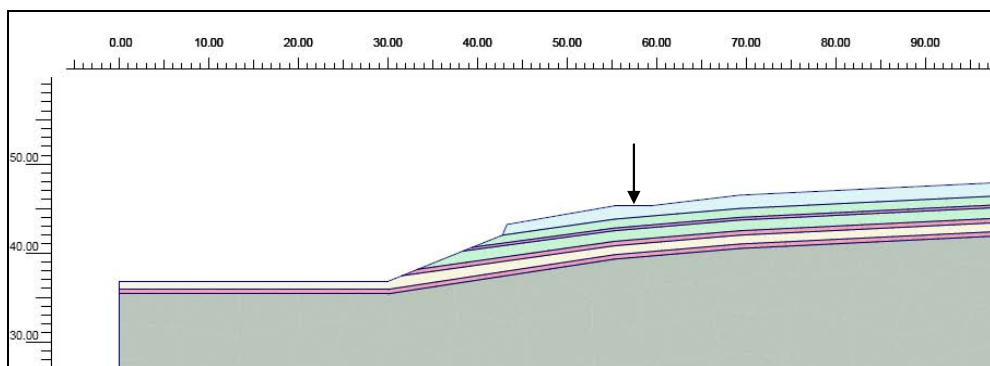
Matematické modely východního svahu byly vytvořeny pro dva charakteristické řezy. Řezy byly voleny v místech, kde v důsledku nestability svahu hrozí nebezpečí horkovodu. Modely zohledňovaly dostupné informace o geologických a hydrogeologických poměrech území. Základní

geometrie modelů rezultovala z geodetického měření, z aproximace mapy vrstevnic a z rekognoskace terénu. V modelu nebyly zohledněny hydrodynamické vlivy proudění vody z kanalizačního sběrače, vliv vegetace a vliv přetížení vrcholu svahu horkovodem.

Geologická skladba v řezech byla uvažována na základě průzkumných vrtů s respektováním stanoviska ČGS a zprávy fy. G-Consult s.r.o. Geotechnické vlastnosti zemin potřebné pro samotný výpočet byly přijaty na základě geologického průzkumu a doporučení ze zprávy fy. G-Consult s.r.o., pokud byly k dispozici reziduální pevnostní parametry, pak byly vzhledem k současným vizuálním nestabilním projevům voleny právě tyto. Výpis přijatých zemin s uvažovanými parametry viz tabulka 1 [1], [2], modelová geologická skladba v řezech viz obrázky 4 a 5, poloha horkovodu vymezena šipkou.



Obr. 4: Modelová geologická skladba – Model 1



Obr. 5: Modelová geologická skladba – Model 2

Tab. 1: Uvažované vlastnosti zemin

	ID	Type	γ_{unsat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	k_x [m/day]	k_y [m/day]	ν [-]	E_{ref} [kN/m ²]	c_{ref} [kN/m ²]	ϕ [°]
ML(cISi)	1	Undrained	21,0	22,5	0,0864	0,0864	0,40	4000,0	16,0	19,0
CL(cISi)	2	Undrained	21,0	22,5	0,0086	0,0086	0,40	4000,0	8,0	10,0
CL(sasiCl)	3	Undrained	21,0	22,5	0,0086	0,0086	0,40	2000,0	6,0	8,0
SC (cISa)	4	Drained	18,5	20,5	8,6400	8,6400	0,35	8000,0	4,0	26,0
CL (Cl)	5	Undrained	21,0	22,5	8,6400E-5	8,6400E-5	0,40	5000,0	12,0	20,0

V modelech byla respektována přítomnost hladiny podzemní vody. HPV odpovídala ustálené hladině z vrtného průzkumu, což odpovídá rozhraním písčitých a jílovitých vrstev. V modelu 1 byla

hloubka hladiny uvažovaná na úrovni 6,2 m pod povrchem a v řezu kopíruje písčitou vrstvu. V modelu 2 byla hloubka modelována na stavu 2,8 a 4,5 m, opět uvažována ve vrstvách písků.

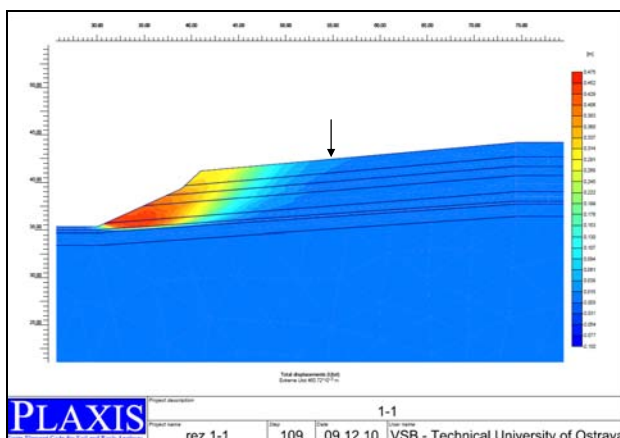
4 ANALÝZA MODELŮ A POSOUZENÍ STABILITY

Modely byly analyzovány z pohledu maximálních posunů svahu, maximálních posunů v místě horkovodu, vývoje pórových tlaků a stupně stability.

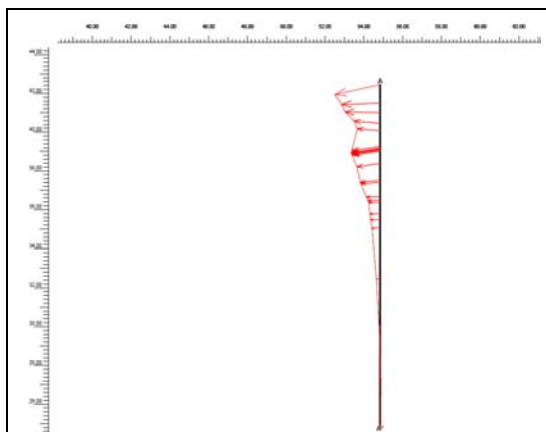
4.1 Model 1

Maximální vypočtené celkové posuny dosahovaly 460 mm. Maxima byla dosažena v patě svahu (viz obrázek 6). Na obrázku 7 jsou vykresleny celkové posuny v místě horkovodu. Ty dle modelu můžeme očekávat do 20 mm. Na obrázku 8 jsou znázorněny vývoje „nastoupaných“ pórových tlaků. Červené barevné spektrum značí tlak, modré tah.

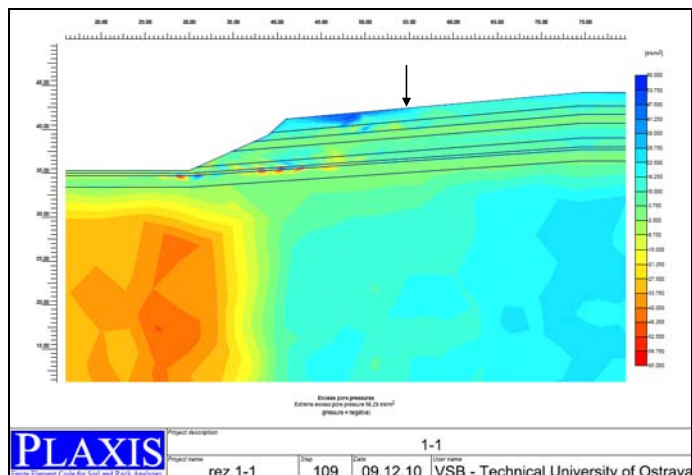
Celková stabilita vypočtena modelem byla 1,04. Tato hodnota je na rozhraní maximálního čerpání smykové pevnosti. Hodnota stupně stability tedy nedosahuje normou požadovanou hodnotu stupně stability 1,5 pro trvalé svahy a indikuje nestabilitu analyzovaného svahového tělesa, a to i přesto, že model nezohledňoval některé další nepříznivé vlivy. Navíc hladina podzemní vody v tomto modelu byla poměrně hluboko pod povrchem (vycházela z měření ve vrtu a dá se předpokládat, že bude kolísat v závislosti na klimatických podmínkách). Z těchto důvodů je možné považovat svah v tomto řezu za nestabilní a s velkou pravděpodobností se dají očekávat v této části lokality další sesuvy.



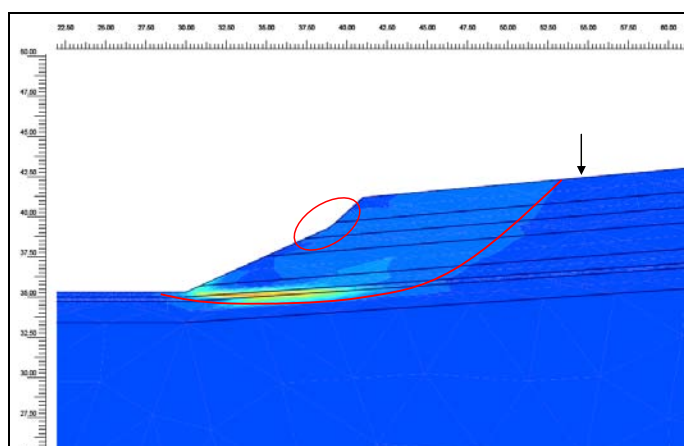
Obr. 6 Maximální totální posuny – Model 1



Obr. 7 Průběh posunů v místě horkovodu (max. 20 mm) – Model 1



Obr. 8: Vývoj pórových tlaků – Model 1



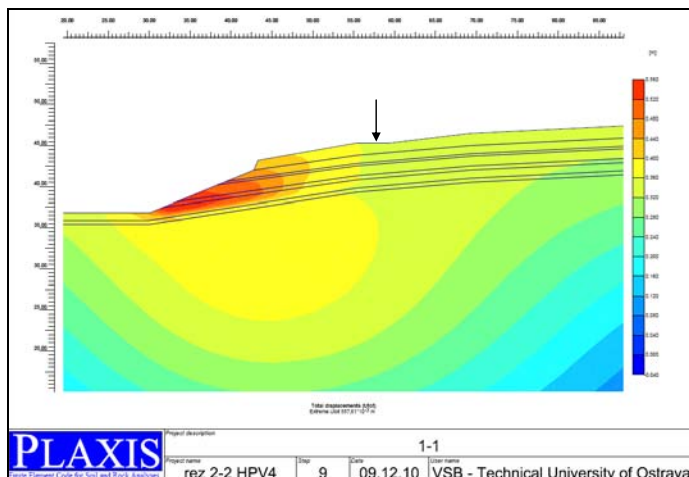
Obr. 9: Lokalizace smykových ploch ve svahovém tělese – Model 1

Na obrázku 9 jsou vykresleny smykové plochy s vyznačením nejkritičtějších částí. Hlavní smyková plocha se rozvíjí na rozhraní jílovité a písčité vrstvy a prochází patou svahu, dílčí smyková plocha je pak lokalizována i v horní části svahu. Z obrázku 9 je též patrný předpokládaný dosah hlavní smykové plochy ve vztahu k horkovodu. Pokud by došlo k sesuvu podél této kritické smykové plochy, pak by se horkovod ocitl na hraně tohoto sesuvu a otázkou zůstává, jaký by na něj měly vliv následné deformace.

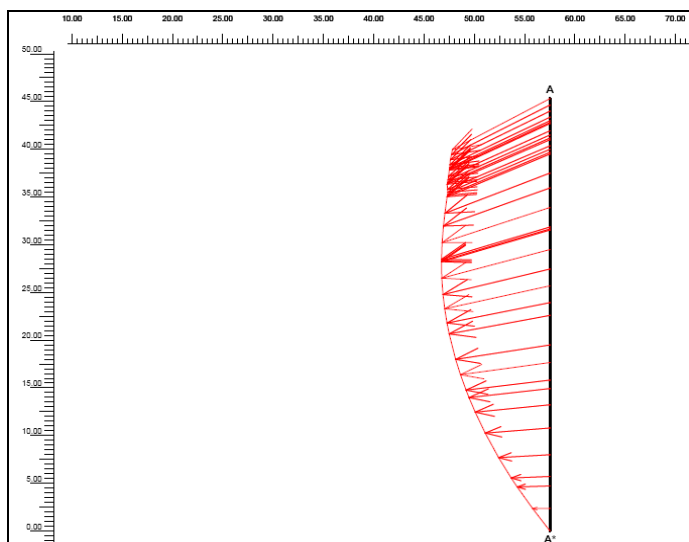
4.2 Model 2

Matematický model 2 byl vytvořen ve dvou variantách. V první variantě byla uvažována hladina podzemní vody na úrovni 2,8 m pod terénem. Při tomto stavu hladiny model stanovil stupeň stability menší než 1, což indikuje výraznou nestabilitu svahu při této vyšší hladině podzemní vody.

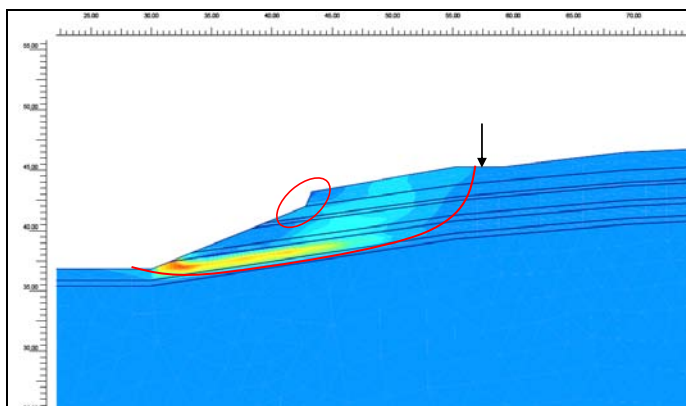
V druhé variantě bylo zohledněno snížení hladiny podzemní vody na úroveň 4,5 m pod povrchem. V této variantě modelu 2 maximální vypočtené celkové posuny dosahovaly 557 mm. Maxima byla dosažena opět v patě svahu (viz obrázek 10), ale plošný dosah deformací je větší. Na obrázku 11 jsou vykresleny celkové posuny v místě horkovodu. Ty dle modelu můžeme očekávat až 300 mm. Stupeň stability odpovídající situaci v modelu 2 je roven hodnotě 1, tedy opět hodnota indikující nestabilitu analyzovaného svahového řezu.



Obr. 10: Maximální totální posuny – Model 2



Obr. 11: Průběh posunů v místě horkovodu (max. 300 mm) – Model 2



Obr. 12 Lokalizace smykových ploch – Model 2

Na obrázku 12 jsou vykresleny smykové plochy modelu 2 opět s vyznačením nejkritičtějších částí. Hlavní smyková plocha se rozvíjí v jílovité vrstvě, modelem stanovená smyková plocha zasahuje až k pozici horkovodu. Pokud by došlo k sesuvu podél této kritické smykové plochy, pak patky horkovodu budou bezprostředně ohroženy.

Kromě hlavní smykové plochy procházející v blízkosti paty svahu je opět možné si všimnout vývoje barevné škály na rozhraní vymezující změnu sklonu svahu. Tato vedlejší smyková plocha je důsledkem, mimo jiné, zvýšení sklonu svahu, jehož vznik je spojen s předchozími sesuvy. Navíc tato část je charakteristická navrstvením zemin o různých vlastnostech, které vystupují k povrchu terénu.

5 ZÁVĚR

Na základě dodané fotodokumentace, provedené rekognoskace terénu a výsledků matematických modelů lze konstatovat, že předmětné svahové území je nestabilní a projevy nestability ohrožují horkovod, který se nachází na této lokalitě. Tato situace vyžaduje přijetí a včasnou realizaci odpovídajících sanačních opatření. Návrh odpovídajících sanačních opatření a jejich modelová analýza již nebyly předmětem odborného posudku, který byl zpracován v rámci činnosti Znaleckého ústavu FAST VŠB-TU Ostrava.

PODĚKOVÁNÍ

Příspěvek byl zpracován na základě výsledků činnosti Znaleckého ústavu FAST VŠB-TU Ostrava, projekt HS209024 – Geotechnické a statické posouzení stability východního svahu vodního toku Výšina ve vztahu k tělesu horkovodu v délce cca 200 m.

LITERATURA

- [1] ČSN EN ISO 14688-2 *Geotechnický průzkum a zkoušení – Pojmenování a zařizování zemin – Část 2: Zásady pro zařizování*. Praha: Český normalizační institut, 2003. 16s.
- [2] ČSN 73 1001 *Zakládání staveb – Základová půda pod plošnými základy*. Praha: Český normalizační institut, 1987. 76s.
- [3] KROBOT, P. 2010. *Orlová – sesuv Olmavec – závěrečná zpráva IGP*. Ostrava - Přívoz: G-Consult s.r.o. 2010. 0058 20.
- [4] MALÍK, J. 2010. *Stanovisko ČGS k sesuvnému území podél vodního toku Výšina*. Praha: Česká geologická služba. ČGS-441/10/1377.
- [5] PLAXIS. *Manuál programu Plaxis 2D*, verze 8.0.
- [6] Geofond. *Vrtný průzkum*.

Oponentní posudek vypracoval:

Doc. Ing. Marián Drusa, Ph.D. Stavební fakulta Žilinské univerzity.

Ing. Jaroslav Ryšávka, Ph.D., Unigeo a.s. Ostrava.

Tomáš PETŘÍK¹, Martin STOLÁRIK²

**EXPERIMENTÁLNÍ MĚŘENÍ A NUMERICKÝ MODEL DYNAMICKÝCH ÚČINKŮ
VIBRAČNÍHO VÁLCE**

**EXPERIMENTAL MEASUREMENT AND NUMERICAL MODELLING OF DYNAMIC
RESPONSE OF VIBRATORY ROLLER**

Abstrakt

Príspevok se zabývá dynamickými účinky vyvolanými pojezdem vibračního válce. V příspěvku jsou zpracována data seizmického experimentálního měření dynamické odezvy vibračního válce a dále je představen dvojdimenzionální matematický model znázorňující danou situaci. Výstupy tohoto matematického modelu pak jsou konfrontovány s výsledky experimentálního měření.

Klíčová slova

Vibrační válec, numerický model, Plaxis 2D, dynamické účinky, experimentální měření.

Abstract

This contribution deals with the dynamic effects of vibratory roller. In the paper, there are processed seismic data from experimental measurement of the dynamic response of vibratory roller, and it is introduced two-dimensional mathematical model depicting the real situation. The output of this mathematical model is in the confrontation with the results of experimental measurements.

Keywords

Vibratory roller, numerical model, Plaxis 2D, dynamic effects, experimental measurement.

1 ÚVOD

Předkládaný příspěvek se zabývá dynamickými účinky vyvolanými pojezdem vibračního válce. V příspěvku jsou zpracována data seizmického experimentálního měření dynamické odezvy vibračního válce a dále je představen dvojdimenzionální matematický model znázorňující danou situaci. Výstupy tohoto matematického modelu pak jsou konfrontovány s výsledky experimentálního měření.

Sledovanou lokalitou byla průmyslová zóna v obci Poříčany, kde při výstavbě strojírenského závodu byla při zhutnění zeminy pod budoucími základy použita také vibrační technika. Kromě vibrovaných šterkových pilot [1] zde byl ke zhutňování zeminy použit i pojezd vibračního válce.

Vibrační válec patří mezi stroje určené pro hutnění zemin nebo asfaltů. Na rozdíl od statického válce působí na zemní plášť krom své statické váhy i dynamickou silou [2]. Ta je způsobená vibrujícím běhounem (válec). Vibrační válec můžeme rozdělit do čtyř kategorií na ručně vedené, tandemové (se dvěma běhouny), tahačové (použité v modelu) a tažené válce. Základními parametry

¹ Ing. Tomáš Petřík, Katedra geotechniky a podzemního stavitelství, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 362, e-mail: tomas.petrik@vsb.cz.

² Ing. Martin Stolarík, Katedra geotechniky a podzemního stavitelství, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 362, e-mail: martin.stolarik@vsb.cz.

vibračních válců jsou provozní hmotnost, statická lineární síla (zatížení běhounu na jeho délku), amplituda vibrace, frekvence vibrace a odstředivá (vibrační) síla. Při využití vibračních válců pro zhutnění zemní plně dochází mj. ke vzniku seizmických efektů. Ty mohou mít nepříznivé účinky na okolní horninové prostředí a přilehlou zástavbu. Tyto účinky jsou ovlivněny mnoha faktory, především pak velikostí dynamických parametrů vibračních válců, vlastnostmi horninového prostředí a vzdáleností posuzovaného místa od místa pojezdu vibračního válce. Proto je nutné tyto seizmické účinky monitorovat a v případě potřeby přizpůsobit technologii tak, aby seizmický projev nepřekročil přípustnou mez.

Pro hutnění zemní plně pro základy strojírenské haly byl využit vibrační válec firmy HAMM, typ 3520. Tento vibrační válec disponující motorem DEUTZ TCD 2012 L062V má 2 stupně nastavení frekvence vibrování (hutnění), a to 27Hz a 30Hz. Ostatní parametry vibračního válce vycházejí z prospektů firmy HAMM a jsou uvedeny v tabulce 1.

Tab. 1: Parametry vibračních válců podle výrobců [3]

Vibrační válec HAMM 3520 s motorem DEUTZ TCD 2012 L06 2V		
Provozní hmotnost	19800	kg
Hmotnost běhounu	12490	kg
Statická lineární síla	56,3	kN/m
Šíře běhounu	2220	mm
Amplituda vibrace	2,00 / 1,19	mm
Frekvence	27 / 30	Hz
Odstředivá síla	331 / 243	kN

2 EXPERIMENTÁLNÍ MĚŘENÍ

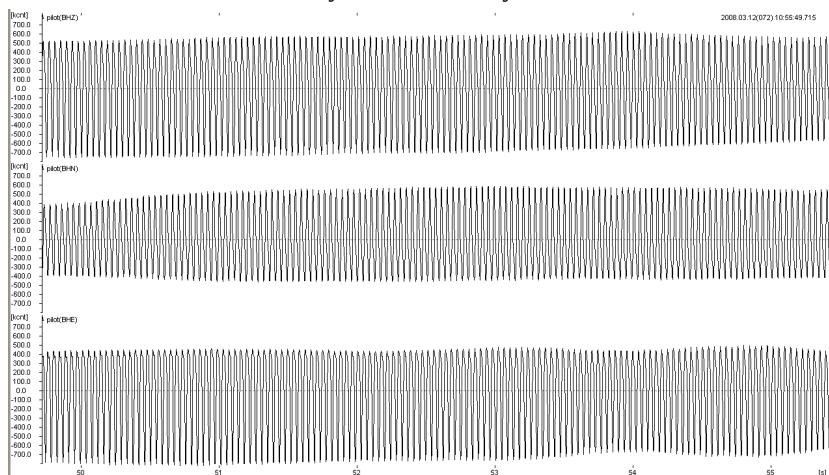
V dané lokalitě bylo provedeno experimentální seizmologické měření dynamické odezvy vibračního válce (Obr. 1). Cílem takovýchto měření je získat informace o velikosti vibrací vyvolaných v malé vzdálenosti od zdroje dynamického zatížení a sledovat útlum amplitud v těchto vzdálenostech, tj. první metry. Nedílnou součástí interpretace naměřených dat je i studium záznamů vlnových obrazů ve frekvenční oblasti za pomoci Fourierovy transformace (FFT spektra) [4]. Měření byla realizována seizmickou aparaturou Gaia2T se senzorem ViGeo2 ve vzdálenostech 5 m až 19 m od zdroje dynamického zatížení (vibrační válec). Aparatura Gaia2T je tříkanálová seizmická stanice s možností spouštěného i kontinuálního záznamu digitálních dat. Výhodou senzorů ViGeo2 je frekvenční rozsah do vyšších frekvencí, tj. od vlastní frekvence 2 Hz až do 200 Hz, a jejich větší hmotnost, což umožňuje stabilnější usazení. Vodorovné osy senzorů byly orientovány směrem k válci a kolmo na tento směr, třetí osa byla svislá. Záznamové parametry byly pro tato měření nastaveny na maximální vzorkovací frekvenci - 500 Hz/kanál. K získání informace o maximálním vibračním projevu v místě měření byla dopočítána také prostorová složka kmitání (Tab. 2). Příklad záznamu vlnového obrazu naměřeného in-situ je uveden na obrázku 2.

Tab. 2: Maximální amplitudy rychlosti kmitání

vzdálenost od zdroje dynamického namáhání [m]	maximální amplituda rychlosti kmitání - svislá složka [mm/s]	maximální amplituda rychlosti kmitání - vodorovná složka směrem k válci [mm/s]	maximální amplituda rychlosti kmitání - vodorovná složka kolmo ke směru k válci [mm/s]	maximální amplituda rychlosti kmitání - prostorová složka [mm/s]
5	10,57	8,93	2,48	14,06
6,7	6,31	5,12	2,08	8,39
10,3	2,13	1,85	2,18	3,57
14,4	0,58	2,03	1,09	2,38
18,9	0,23	1,17	0,69	1,38

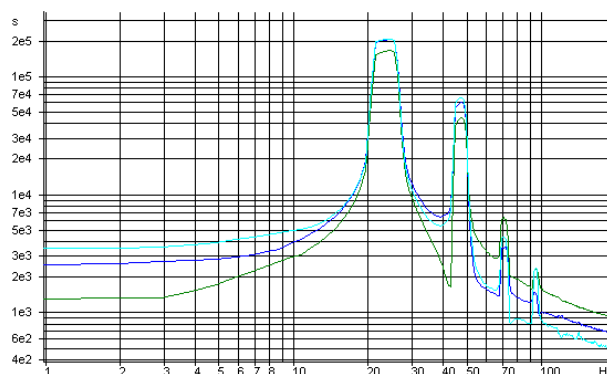


Obr. 1: Měření dynamické odezvy vibračního válce



Obr. 2: Příklad vlnového záznamu – vzdálenost 10,3 m od zdroje dynamického namáhání (vodorovná osa – čas v sekundách, svislá osa – amplituda rychlosti kmitání v kvantovacích úrovních)

Na obrázku 2 jsou shora dolů zobrazeny složky svislá /Z/, dále složka vodorovná orientovaná směrem k válci /N/ a složka kolmo na tento směr /E/. Zpracovatelský SW neumožňuje přepočtení hodnot amplitud rychlosti kmitání na fyzikální jednotky $[\text{mm.s}^{-1}]$, proto jsou v obrázcích svislé osy vyneseny v kvantovacích úrovních [cnt]. V daném případě je maximální rozsah na osách 2 mm.s^{-1} . Příklad frekvenčního spektra k danému záznamu je na následujícím obrázku 3. Převládající frekvence v záznamech se ve všech spektrech nacházejí v rozmezí 22 – 27 Hz.



Obr. 3: Příklad frekvenčního spektra – vzdálenost 10,3 m od zdroje dynamického namáhání

3 MATEMATICKÝ MODEL

Pro sestavení modelu se vycházelo z reálné situace v místě měření. Litologický profil místa stavby je znázorněn v tabulce 3. Na základě tohoto profilu byly do modelu zadány fyzikální a mechanické vlastnosti zemin. Úroveň hladiny podzemní vody se nachází v tuhých jílech, a pro daný model se s ní z důvodu zjednodušení modelu neuvažuje. Pro výpočet v matematickém modelování bylo pro vlastnosti zemin využito Mohr-Coulombova konstitutivního modelu.

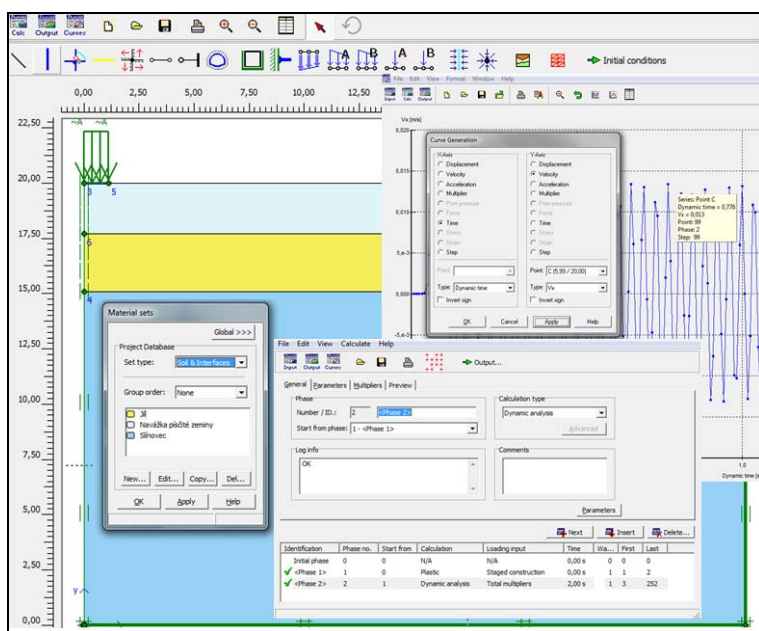
Tab. 3: Geotechnické parametry zemin použité v modelu

Hloubka [m]	Název	E_{def} [MPa]	ν [-]	γ [kN/m ³]	c_{ef} [kPa]	φ_{ef} [°]
0 – 2,3	Navážka písčité zeminy	12	0,35	19,5	5	30
2,3 – 4,9	Tuhý jíl	10	0,32	19,9	10	20
4,9 –	Navětralý a silně rozpukaný slínovec	35	0,28	20,5	14	15

Pro stanovení výsledného seizmického zatížení bylo využito matematické modelování ve výpočetním programu Plaxis V8.2 ve 2D rozhraní. Plaxis je produktem holandské společnosti Plaxis BV a byl vyvinutý pro deformační a stabilitní analýzu geotechnických úloh. Program pracuje na základě numerické metody konečných prvků (MKP).

Matematický model byl zvolen jako rotačně symetrický v rozsahu 30 x 20 m (délka x hloubka). Horninové prostředí bylo zvoleno jako třívrstvé s jednoduchým horizontálním rozhraním. V modelu byly kromě klasických geometrických okrajových podmínek zadány i tzv. absorpční podmínky (Obr. 4). Těmito podmínkami dosáhneme absorpci přírůstků napětí na hranicích modelu, které jsou způsobeny dynamickým zatížením a které by jinak byly odrazeny zpět do modelu.

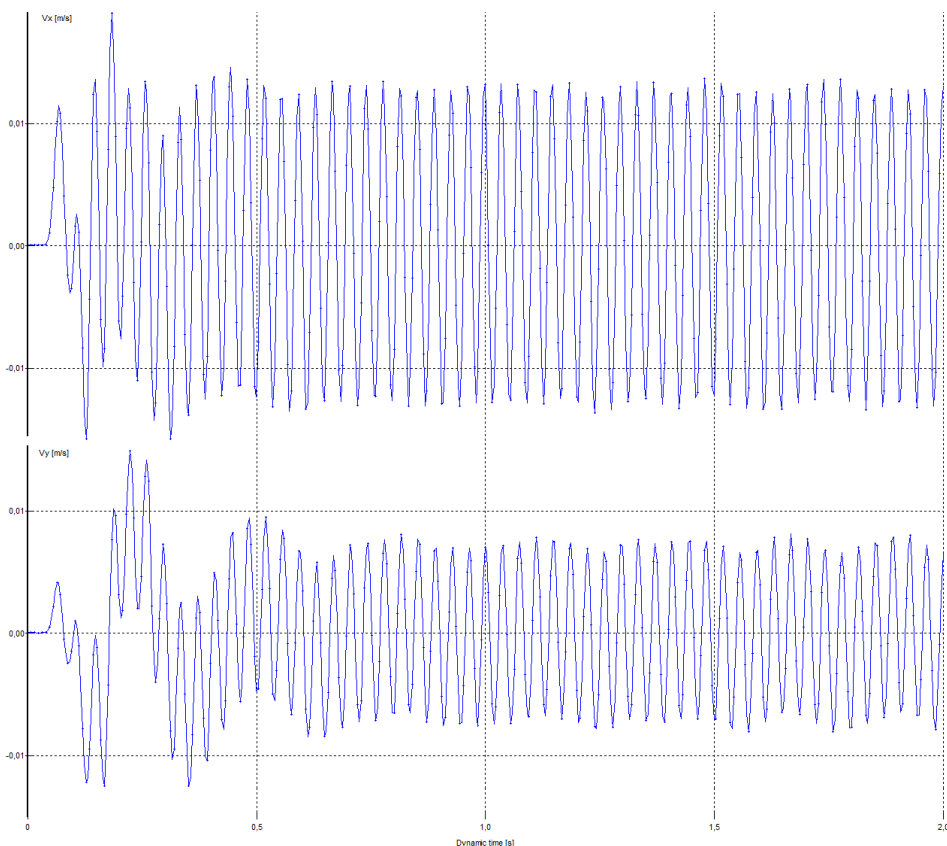
Primární napjatost byla generována programovým systémem automaticky na základě vlastností uvažovaných zemin a hloubky.



Obr. 4: Ukázka matematického modelu ve výpočetním programu Plaxis 2D

Vliv vibračního válce byl v modelu definován jako ocelová deska o zadané hmotnosti běhounu a o poloviční šíři, na kterou působí svislá dynamická síla [5]. Vlastnosti ocelové desky byly stanoveny podle parametrů výrobce (tloušťka ocelového běhounu 0,025 m) a modulu pružnosti oceli. Dynamická síla je v modelu definována jako spojitě zatížení po délce ocelové desky o velikosti 331kN a příslušející frekvenci 27Hz.

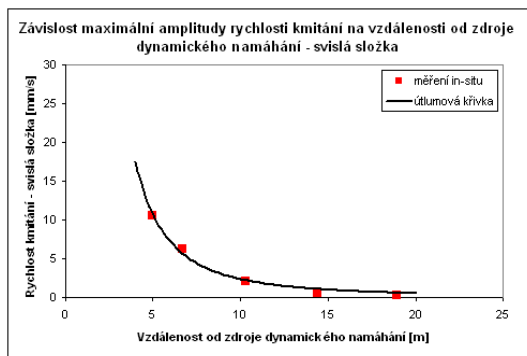
Pro výpočet nebylo uvažováno dynamické zatížení v celém časovém rozmezí jeho působení, ale pouze po dobu prvních 2 sekund. Výpočet a modelová analýza proběhly ve dvou fázích. Výstupem daného matematického modelu jsou vlnové obrazy rychlosti kmitání v různých povrchových vzdálenostech od zdroje dynamického namáhání. Příklad výstupu namodelovaného vlnového obrazu je uveden na obrázku 5, kde je zobrazena vodorovná v_x a svislá v_y složka rychlosti kmitání ve vzdálenosti 6 m od zdroje. V ustálené části těchto záznamů pak byly odečteny maximální hodnoty rychlosti kmitání. Tyto hodnoty slouží k vygenerování útlumové křivky rychlosti kmitání daného horninového prostředí.



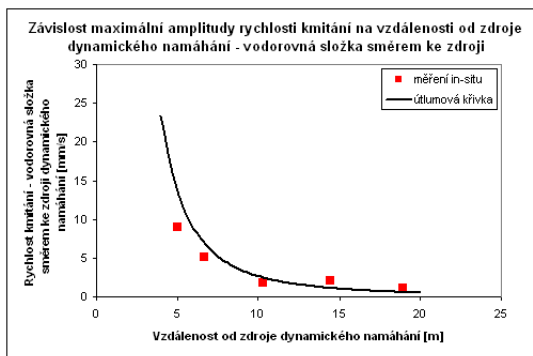
Obr. 5: Příklad vlnového obrazu z matematického modelu – vzdálenost 6 m od zdroje dynamického zatížení (shora složka vodorovná, složka svislá)

4 VÝSLEDKY

Základním cílem matematického modelu bylo stanovit velikost dynamických účinků od vibračního válce v modelovém geologickém prostředí s reálnými parametry. Na základě výstupů z matematického modelu byly vyneseny útlumové křivky pro dané prostředí a druh zatížení. Závislosti maximální amplitudy rychlosti kmitání na vzdálenosti od zdroje dynamického zatížení byly zhotoveny pouze pro svislou složku a složku vodorovnou směrem ke zdroji s ohledem na to, že se jednalo pouze o dvojdimenzionální model. Tyto křivky byly konfrontovány s reálnými hodnotami naměřenými in-situ (Obr. 6, 7).



Obr. 6: Konfrontace namodelované útlumové křivky s hodnotami naměřenými in-situ – svislá složka



Obr. 7: Konfrontace namodelované útlumové křivky s hodnotami naměřenými in-situ – vodorovná složka směrem ke zdroji

5 ZÁVĚR

Príspevek se zabýval dynamickými účinky vyvolanými pojezdem vibračního válce. Data získaná z experimentálního seizmického měření in-situ zde byla konfrontována s dvojdimenzionálním matematickým modelem daného horninového prostředí. Výsledky byly získány pomocí rovinného rotačně symetrického modelu realizovaného programem Plaxis 2D.

Dynamické účinky, způsobené při pojezdu vibračního válce, jsou v modelu posuzovány pomocí maximálních amplitud rychlosti kmitání v závislosti na vzdálenosti od místa vibrování. Z obrázků 6 a 7 je patrná příznivá korelace mezi numerickým modelem a výsledky naměřenými in-situ. Největší nesrovnalost byla získána pro nejmenší naměřenou vzdálenost, tj. 5 m na vodorovné složce směrem ke zdroji dynamického zatížení. V malých vzdálenostech může mít lokální geologie velmi významný vliv na výsledek měření a také z matematického hlediska nejsou přesně definovány vibrační projevy v blízké zóně (předpoklad lineárního šíření impulsu v blízkosti dynamického zatížení). Tímto příspěvkem byla ověřena použitelnost výpočetního programu Plaxis 2D pro modelování dynamických účinků vibračního válce.

PODĚKOVÁNÍ

Príspevek byl realizován za finančního přispění MŠMT ČR, projekt 1M0579, v rámci činnosti výzkumného centra integrovaného navrhování progresivních stavebních konstrukcí CIDEAS, specifického výzkumu SP2011/37 a SP2011/92.

LITERATURA

- [1] PETŘÍK, T. a STOLÁRIK, M. Numerické modelování dynamických účinků od vibrované piloty. *Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské – Technické univerzity Ostrava – Řada stavební*. 2010, roč. X, č. 2, s. 103-110. ISSN 1213-1962.
- [2] STOLÁRIK, M. Studie seizmického zatížení při zhutňování zemin těžkou vibrační technikou *Sborník referátů konference „JUNIORSTAV 2007“*. Brno: Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, 2007, s. 190. ISBN 978-80-214-3337-3.
- [3] Hamm AG. Oficiální stránky společnosti Hamm [online] dostupné na <http://www.hamm.eu/>
- [4] KALÁB, Z. *Seizmická měření v geotechnice – monografie*. Vydání první Ostrava: Vysoká škola báňská – Technická univerzita Ostrava, 2008. s. 125. ISBN 978-80-248-1769-5.
- [5] PETŘÍK, T. Analýza vlivu technické seizmicity od vibračního válce. *Sborník referátů konference „JUNIORSTAV 2011“*. Brno: Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, 2011, s. 205. ISBN 978-80-214-4232-0.

Oponentní posudek vypracoval:

Doc. Ing. Blažej Pandula, CSc., F BERG, TU Košice.

Ing. Petr Hradil, Ph.D., Fakulta stavební, VUT Brno.

Milan SEDLÁČEK¹, Roman MAREK²

ZAJIŠTĚNÍ STABILITY ZEMNÍHO TĚLESA V PODLOŽÍ SILNICE II/469 V OBCI DĚHYLOV

**ENSURE THE STABILITY OF EARTH IN THE SUBSOIL OF II/469 ROAD
IN THE VILLAGE DĚHYLOV**

Abstrakt

Cílem příspěvku je popsat postup zajištění stability zemního tělesa v podloží silnice II/469 vedoucí obcí Děhylov pomocí výstavby lehkých kotvených opěrných zdí. Jedná se o opěrné zdi v km 4,5 o délce 68 m a v km 4,7 o délce 48 m, jejichž funkcí je zabránit vodorovnému pohybu zemin vytlačovaných zpod silnice. Vliv opěrných zdí byl posuzován pomocí matematických modelů v charakteristickém příčném řezu, vytvořených v programovém systému PLAXIS 2D založeném na numerické metodě konečných prvků. Výsledky matematických modelů umožnily porovnání horizontálních posunů a smykových ploch ve svahovém tělese před a po výstavbě opěrných zdí.

Klíčová slova

Stabilita, opěrná zeď, silnice, horizontální posuny, smyková plocha.

Abstract

This paper aims to describe the process to ensure the stability of earth in the subsoil of II/469 road passes Děhylov village using lightweight anchored retaining walls construction. This are retaining wall in 4,5 kilometer length 68 m and retaining wall in 4,7 kilometer length 48 m, whose function is to prevent horizontal movement of soil extruded from under the road. Impact of retaining walls were assessed using mathematical models in a characteristic cross-section created in the programming system PLAXIS 2D, based on numerical finite element method. Results of mathematical models allow comparison horizontal displacements and shear surfaces in the slope before and after the construction retaining walls.

Keywords

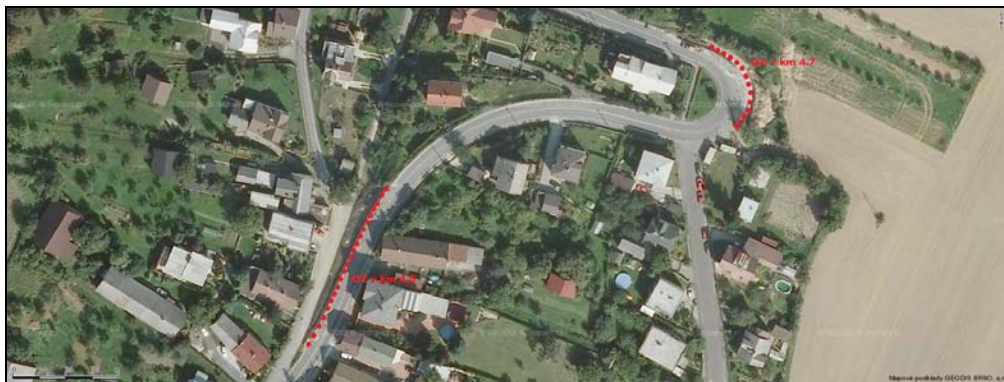
Stability, retaining wall, road, horizontal displacements, shear surface.

1 ÚVOD

Zájmové území se nachází v úseku silnice II/469 v obci Děhylov. Terén lokality je tvořen poměrně příkrým svahem, v němž je komunikace situována z části zářezem do terénu a z části násypy. Stavba řešila nestabilitu zemního tělesa v podloží silnice II/469 v km 4,5 (vlevo) a km 4,7 (vpravo) ve směru provozního staničení (Obr. 1). Obě lokality byly zajištěny pomocí lehkých kotvených opěrných zdí [3].

¹ Ing. Milan Sedláček, EUROVIA CS, a.s., závod Ostrava, Starobělská 3040/56, 704 16 Ostrava - Zábřeh, tel.: (+420) 724 829 864, e-mail: milan.sedlacek@eurovia.cz.

² Ing. Roman Marek, Katedra geotechniky a podzemního stavitelství, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 928, e-mail: roman.marek@vsb.cz.



Obr. 1: Zájmové území v obci Děhylov

2 INŽENÝRSKOGEOLOGICKÉ POMĚRY

Předkvartérní podloží zájmového území vytvářejí horniny kulmu s pískovci, prachovci a jílovci různého stupně navětrání. Svoji negativní úlohu sehrávají četné zlomové linie a tektonická porušení. Předkvartérní podloží překrývá vrstva přeplavených sedimentů na bázi svahového deluvia. Jedná se o jílovité, prachovité až hlinito-písčité hlíny, splavené a promísené s hrubými kameny zvětralého kulmu.

V nadloží hlín se nachází vrstva antropogenních navážkových materiálů, tvořených makadamem o velikosti zrn kameniva 2-5 cm s příměsí hlín (0,75 m). Mocnost jílové vrstvy nacházející se pod vrstvou antropogenních navážkových materiálů je 2,75 m. Oblast deluviálních hlín byla zachycena v hloubce cca 3,5 m pod úrovní vozovky.

3 TECHNICKÝ POPIS STAVBY

3.1 Opěrná zeď v km 4,5

V místě dlouhodobé nestability zemního tělesa byla podél silnice ve větší vzdálenosti provedena ocelová štětovnicová stěna typu Larsen, která nebyla ukotvena a dle postupného sesuvu zemního tělesa silnice byla nefunkční.

Proto bylo nutné demontovat nefunkční štětovnicovou stěnu a provést zajištění svahu pod silnicí pomocí lehké kotvené stěny v horní části svahu o délce 68 m. Kotvená stěna zabrání vodorovnému pohybu zemin vytlačovaných zpod silnice postupně se zvětšujícím se provozem na velmi frekventované komunikaci.

V místě největší nestability má nová kotvená stěna výšku 2,2 m (28 m), na obou koncích zajišťuje konstrukci silnice kotvený opěrný práh výšky 0,8 m (12 a 28 m).

3.2 Opěrná zeď v km 4,7

Lokalita se nachází v úseku klopené levotočivé zatáčky s poměrně velkým podélným spádem, tudíž při průjezdu vozidel zatáčkou dochází ke vzniku extrémních odstředivých sil a s tím souvisejících vodorovných pohybů zemin vytlačovaných zpod silnice společně se vznikem podélných tahových trhlin živichých vrstev komunikace.

K zajištění stability svahu pod silnicí byla provedena lehká kotvená stěna o délce 48 m a konstantní výšce 2,2 m.

4 KONSTRUKČNÍ ŘEŠENÍ OPĚRNÝCH ZDÍ

V první fázi bylo třeba provést odkop svahu včetně stávající husté zeleně a následné zajištění výkopu osazením kari sítí ukotvených ocelovými hřebíky Ø 16 mm a délky 1200 mm zastříkaných betonem.

Opěrné zdi, výšky 2200 mm a tloušťky 500 mm navrženy v dilatacích à 4 m z betonu C 20/25 s osazením kari sítí při obou površích, byly zajištěny proti pootočení svislými mikropilotami Ø 89/10 mm (2 ks/1 dilatace), délky 3000 mm, z toho 1000 mm vetknuto do opěrné zdi a zbytek do zemního tělesa. Mikropiloty (Obr. 2) měly osovou vzdálenost 2000 mm. Jako injektážní medium bylo navrženo cementové mléko.



Obr. 2: Mikropiloty Ø 89/10 mm

Následně po pilotáži byl proveden podkladní beton o mocnosti 100 mm z betonu C 12/15. Na podkladní beton bylo prováděno armování opěrných zdí včetně říms po jednotlivých dilatacích oddělených pomocí desek CETRIS. V armatuře bylo třeba vytvořit kapsy a navařit kovové průchodky pro budoucí osazení injektovaných kotev TITAN 30/16 pod úhlem 25° a ve spodní části PVC průchodky pro prostrčení drenážního potrubí (Obr. 3).



Obr. 3: Armatura včetně průchodek pro kotvy a drenážní potrubí

Zaarmované dilatace byly zabedněny a následně vybetonovány betonem C 20/25. Po zatvrdnutí betonu a následném odbednění byly opěrné zdi chráněny na rubové straně proti zemní vlhkosti 2x penetračním nátěrem a 1x asfaltovým nátěrem a na lícové straně proti degradaci betonu vlivem atmosférických podmínek 2x nátěrem Antikon CK-S. Pohledová hrana a vrch římsy byly vybroušeny bruskou na beton do hladka a opatřeny nátěrem hydrofobizačním roztokem Imesta IW 290. Následně byl na římsu osazen bezpečnostní záchytný systém pomocí podlitých kotevních patek.

Proti vodorovnému posunu byly opěrné zdi zajištěny řadou injektovaných kotev TITAN 30/16 (3 ks/1 dilatace), délky 8000 mm s osovou vzdáleností 1,4 m. Kotvy (Obr. 4) byly s ohledem na měkké deluviální zeminy s větší saturací injektovány pomocí ihned tuhnoucí dvousložkové

pryskyřice CarboPur WFA. Dotažení matice na konci kotvy bylo provedeno silou 500 N na 0,5 m dlouhém klíči. Po dotažení kotev se kotevní kapsy zalily betonem.



Obr. 4: Zemní kotvy TITAN 30/16

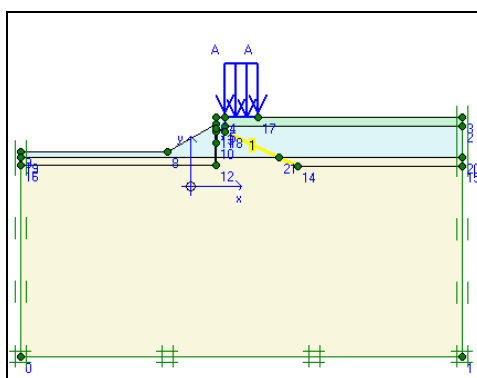
5 ODVODŇOVACÍ ZAŘÍZENÍ

Po ukončení výše popsaných prací na opěrných zdech byla podél jejich rubu uložena drenáž z flexibilního potrubí DN 150 se štěrkopískovým obsypem. Drenážní systém zachytává vodu z atmosférických srážek, která prosákne přes krajnici a zároveň odvádí podzemní vodu, která prosakuje přes zemní těleso silnice. Tyto zachycené vody jsou odvedeny odbočkami (po cca 15 m) skrz opěrnou zeď na svah zemního tělesa pod silnicí.

6 POSOUZENÍ VLIVU OPĚRNÝCH ZDÍ NA STABILITU NÁSYPU

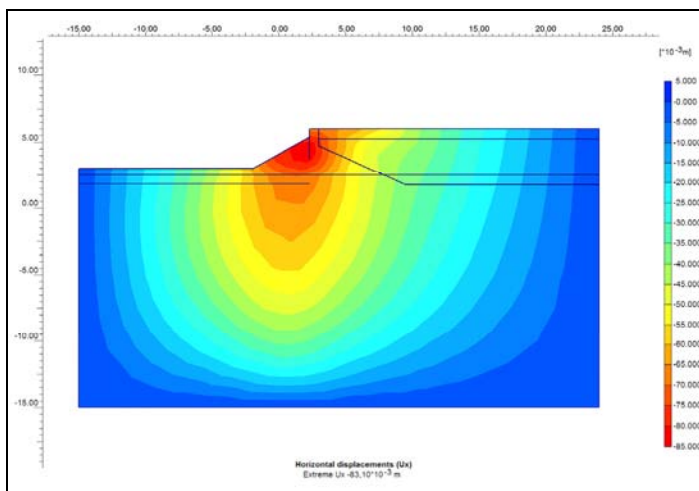
Posouzení vlivu opěrných zdí na stabilitu násypu bylo provedeno pomocí programového systému PLAXIS 2D, který je založen na metodě konečných prvků a řeší deformační a stabilitní analýzy geotechnických úloh [4]. Posouzení zemního tělesa bylo provedeno v příčném řezu (Obr. 5) – inženýrsko-geologický profil řezu dle kapitoly 2, v němž je provedeno posouzení a vzájemné porovnání získaných hodnot posunů a stupňů stability ve fázích před a po výstavbě opěrných zdí. Jako výpočetní model byl použit konstituční model Mohr – Coulombův, charakterizovaný soudržností a úhlem vnitřního tření. Vlastní výpočet stupně stability je založen na metodě redukce parametrů pevnosti a je definován jako poměr původní smykové pevnosti zeminy určené soudržností c a úhlem vnitřního tření ϕ k redukované smykové pevnosti charakterizované soudržností a úhlem vnitřního tření na mezi porušení

$$F = \frac{c}{c_r} = \frac{\tan \phi}{\tan \phi_r}$$

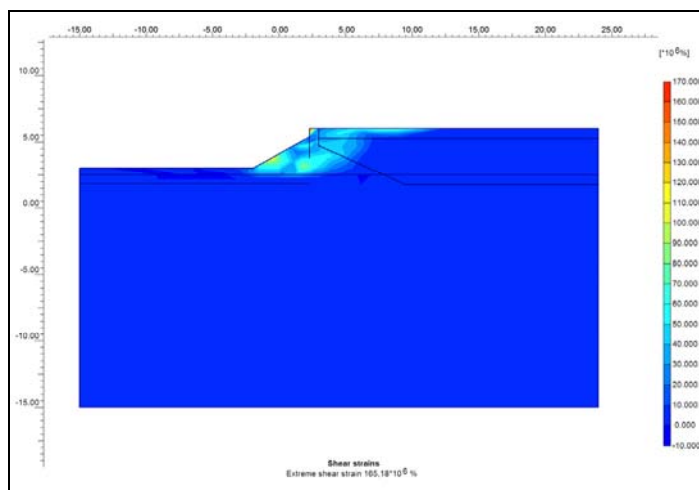


Obr. 5: Příčný řez v programu Plaxis 8.2

V první fázi byl posuzován původní stav bez opěrné zdi, tudíž je v modelu počítáno pouze se zatížením od komunikace (dle statického výpočtu projektanta stavby). Výsledné největší horizontální posuny byly v místě svahu násypu s maximálním posunem 83,1 mm (Obr. 6) a projevovaly se postupným sesouváním svahu a tím docházelo ke snižování únosnosti násypu. Hloubka smykové plochy (Obr. 7) byla 3,75 m a stupeň stability byl v této fázi 1,15.

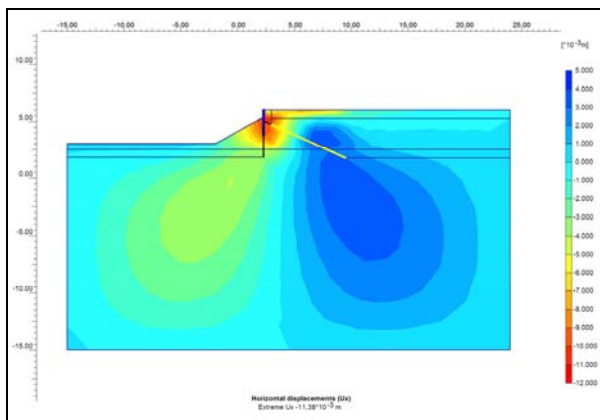


Obr. 6: Horizontální posuny – 1. Fáze: $U_x = -83,10 \cdot 10^{-3} \text{ m}$

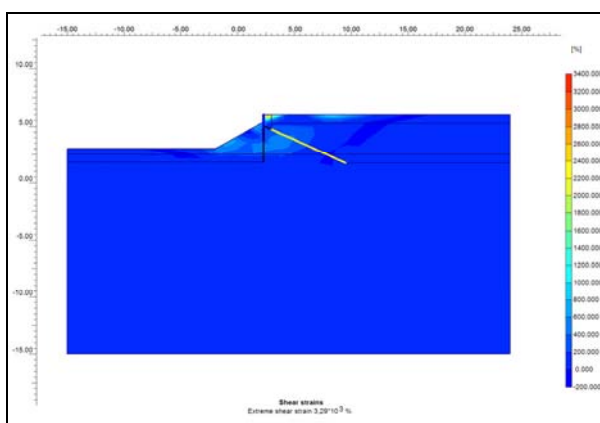


Obr. 7: Smyková plocha – 1. Fáze: Max smykové přetvoření = $165,18 \cdot 10^6 \%$

Ve druhé fázi je modelován stav po výstavbě lehkých kotvených opěrných zdí, tudíž je v modelu uvažováno nejen se zatížením od komunikace, ale i s železobetonovou opěrnou stěnou zajištěnou proti pootočení svislými mikropilotami $\varnothing 89/10$ a proti vodorovnému posunu řadou injektovaných kotev TITAN 30/16. Horizontální posuny jsou v této fázi minimální a nejvyšší hodnoty (Obr. 8) se objevují v místě za rubem opěrné zdi, která je z velké části zachytává. Smyková plocha je zanedbatelná a největší smykové přetvoření se nachází v horní části za rubem opěrné zdi (Obr. 9). Stupeň stability je v této konečné fázi 2,08.



Obr. 8: Horizontální posuny – 2. Fáze: $U_x = -11,38 \cdot 10^{-3} \text{ m}$



Obr. 9: Smyková plocha – 2. Fáze: Max smykové přetvoření = $3,29 \cdot 10^3 \%$

7 ZÁVĚR

Na základě výsledků matematických modelů lze říci, že vybudováním lehkých kotvených opěrných zdí došlo ke stabilizaci svahu násypu, ke zvýšení únosnosti zemního tělesa silnice a tím k zajištění bezpečnosti provozu. Opěrné zdi jsou výškově navrženy tak, že z velké části zabráňují horizontálním posunům násypu a přerušují aktivní a predisponované smykové plochy v zemním tělese.

LITERATURA

- [1] TURČEK P., HULLA J.: *Zakladanie stavieb*. Jaga group, s.r.o., Bratislava 2004, 360s.
- [2] HULLA J., TURČEK P., BALIAK F., KLEPSATEL F.: *Predpoklady a skutočnosť v geotechnickom inžinierstve*. Jaga group, s.r.o., Bratislava 2002, 256s.
- [3] Realizační dokumentace stavby „Silnice II/469 Děhylov – úprava směrového vedení vč. opěrné zdi“, Dopravní projektování, spol. s r.o., Janáčkova 12, 702 00 Ostrava 1.
- [4] PLAXIS. *Manuál programu Plaxis 2D, verze 8.0*.

Oponentní posudek vypracoval:

Ing. Ondřej Minich, PROMINECON GROUP, a.s., Revoluční 25/767, 110 00 Praha 1

Doc. Ing. Marian Marschalko, Ph.D., Institut geologického inženýrství, HGF, VŠB-TU Ostrava.

Karel VOJTASÍK¹, Eva HRUBEŠOVÁ², Marek MOHYLA³, Jana STAŇKOVÁ⁴

**ZÁVISLOST MODULU PRUŽNOSTI A PŘEROZDĚLOVACÍCH NAPĚŤOVÝCH
KOEFCIENTŮ OCELOBETONOVÉHO PRŮŘEZU NA ROZLOŽENÍ OCELOVÝCH PRVKŮ
V PRŮŘEZU**

**DEPENDENCY OF ELASTIC MODULUS AND STRESS REDISTRIBUTION COEFFICIENTS
ON A LAYOUT OF STEEL REINFORCEMENT IN STEEL-CONCRETE CROSS SECTION**

Abstrakt

Článek uvádí výsledky výpočtové parametrické studie, zkoumající vliv stupně a způsobu vyztužení ocelobetonového průřezu na výpočtovou hodnotu modulu pružnosti homogenizovaného průřezu a na hodnoty přerozdělovacích napěťových koeficientů. Homogenizovaným průřezem je ocelobetonová výztuž reprezentována ve výpočtech. Napěťové přerozdělovací koeficienty slouží k přepočtu stavu napětí v homogenizovaném průřezu na stav napětí v ocelových prvcích a ve stříkaném betonu. Výpočty modulu pružnosti homogenizovaného průřezu a hodnoty přerozdělovacích napěťových koeficientů jsou provedeny metodou, která je založena na teorii spolupracujících prstenců výpočtním programem HOMO. Výsledkem parametrických výpočtů je závislost hodnot přerozdělovacích napěťových koeficientů na stupni vyztužení ocelobetonového průřezu.

Klíčová slova

Modul pružnosti, ocelobetonový průřez, stupeň vyztužení, přerozdělovací napěťový koeficient.

Abstract

The paper presents the outputs of a computational parametric study investigating the influence of both reinforcement ratio and scheme of a cross-section reinforcement on a design value of the elastic module for the homogenized cross-section and the values of the stress redistribution coefficients. The design value of the elastic module represents the steel-concrete cross section in the calculations. The stress redistribution coefficients converts the state stress in the homogenized cross-section for the state stress in steel and concrete individually. The design value of the homogenized cross-section elastic module and the stress redistribution coefficients are determined from the theory of the cooperating rings and are computed by program HOMO. The result of a study is a set of the

¹ Doc. Ing. Karel Vojtasík, CSc., Katedra geotechniky a podzemního stavitelství, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 947, e-mail: karel.vojtasik@vsb.cz.

² Doc. RNDr. Eva Hruběšová, Ph.D., Katedra geotechniky a podzemního stavitelství, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 973, e-mail: eva.hrubesova@vsb.cz.

³ Ing. Marek Mohyla, Katedra geotechniky a podzemního stavitelství, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 362, e-mail: marek.mohyla.st1@vsb.cz.

³ RNDr. Jana Staňková Ph.D., Katedra matematiky a deskriptivní geometrie, Hornicko-geologická fakulta, VŠB-Technická univerzita Ostrava, 17 listopadu 15, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 324 127, e-mail: jana.stankova@vsb.cz.

stress redistribution coefficients and a dependency of stress redistribution coefficients on the reinforcement ratio of a steel-concrete section.

Keywords

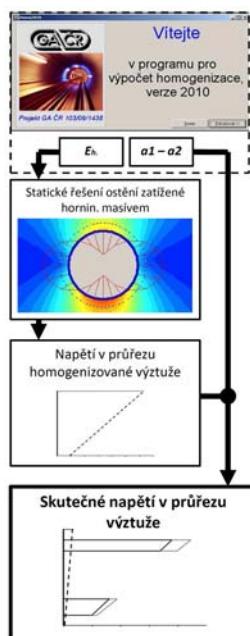
Module of elasticity, steel-concrete cross section, reinforcement ratio, stress redistribution coefficient.

1 ÚVOD

Ocelobetonový průřez je nejčastější formou primárních ostění podzemních děl prováděných sekvenčními metodami a je základní součástí Nové rakouské tunelovací metody. Ocelobetonový průřez tvoří jedna nebo několik vrstev stříkaného betonu, nanášených postupně s časovým odstupem, ocelové prvky - pruty různých typů (válcované, svařované) a ocelová mřížovina.

Ocelobetonová ostění podzemních děl jsou na rozdíl od železobetonových konstrukcí strukturou, jejíž průřez, geometrické i pevnostně přetvárné parametry se mění v závislosti na provedené konstrukční etapě a změnách modulu pružnosti tuhneoucího stříkaného betonu. Dalším jejich významným rysem je proměnlivost jejich geometrických parametrů: celková tloušťka ocelobetonového ostění; mocnosti dílčích konstrukčních vrstev stříkaného betonu; umístění ocelových prutů a ocelové mřížoviny v průřezu. Proměnlivost geometrických parametrů ocelobetonových průřezů plyne z objektivních příčin (například nadvýlomu) nebo subjektivních příčin, například dosažené přesnosti mocnosti konstrukční vrstvy stříkaného betonu a přesnosti umístění ocelových prutů a ocelové mřížoviny v profilu průřezu.

Článek je věnován zkoumání vlivu umístění ocelových prvků v profilu průřezu ocelobetonového ostění na hodnotu modulu pružnosti homogenizovaného průřezu a na hodnoty přerozdělovacích napětíových koeficientů a_1 (vnitřní poloměr prstence) a a_2 (vnější poloměr prstence). K analýze je užita metoda spolupracujících prstenců (Aldorf, 2009; Vojtasík, 2010) – výpočetní program HOMO, která vychází z analytického modelu pro výpočet napětí-o-deformačního stavu ve vícevrstevném kruhovém prstenci (Bulytchev, 1982). Stanovení napětí v ocelobetonovém průřezu se provádí dle schématu, viz obr. č. 1.



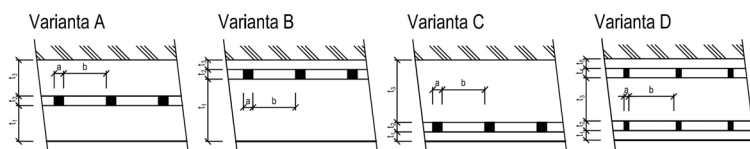
Obr. 1 Postup stanovení napětí v ocelobetonovém průřezu

2 ZPŮSOB ŘEŠENÍ

Umístění ocelových prvků v profilu ocelobetonového průřezu může mít mnoho variant. Pro tuto parametrickou studii byly zvoleny dvě nejčastější situace rozmístění ocelových prvků v ocelobetonovém průřezu.

V první situaci jsou ocelové prvky umístěny v jedné úrovni. Pro tuto situaci jsou uvažovány tři varianty, které se navzájem liší polohou umístění ocelových prvků v profilu průřezu (viz obr. 2 varianty A, B, C). Ve variantě A jsou ocelové prvky umístěny uprostřed průřezu. Ve variantách B a C, jsou ocelové prvky posunuty k hranicím průřezu. Ve variantě B poloha ocelových prvků je blíž k hranici průřezu s horninovým prostředím, ve variantě C je poloha ocelových prvků blíž k vnitřní hranici průřezu.

Druhou nejčastější situací je umístění ocelových prvků ve dvou úrovních paralelně s hranicemi průřezu (viz obr. 2 varianta D).



Obr. 2 Rozmístění ocelových prvků v průřezu

Dalším proměnným parametrem je stupeň vyztužení ocelobetonového průřezu, tj. poměr ploch součtu všech ploch ocelových prvků k ploše betonové části průřezu. Hodnoty stupně vyztužení, pro průřez o rozměrech šířka 1,0 m a výška 0,17 m jsou 0,03; 0,015; 0,005; 0,002 a 0,001. U všech řešených variant je zachována konstantní výška ocelových prvků, která je 0,01 m. Změny stupně vyztužení je dosaženo změnou šířky jednotlivých ocelových prvků (a) a změnou jejich roztečí (b).

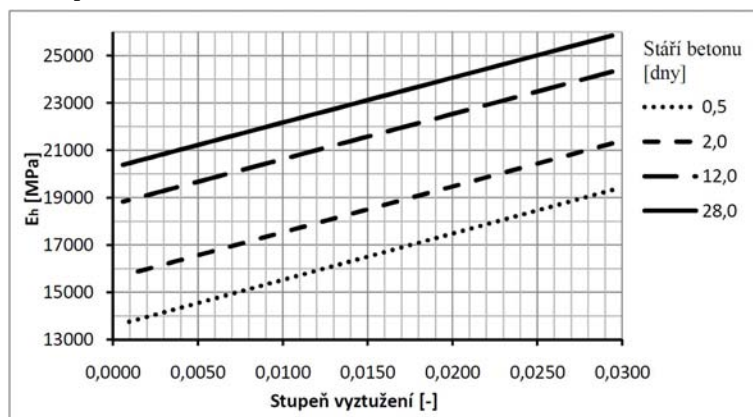
Je rovněž zkoumána závislost, kdy je stejného stupně vyztužení dosaženo různým počtem ocelových prvků, tj. menší počet ocelových prvků o větší šířce (a) s jejich větší roztečí (b), nebo větší počet ocelových prvků o menší šířce (a) a s jejich menší roztečí (b).

Posledním proměnným parametrem je modul pružnosti stříkaného betonu, který závisí na čase.

3 VÝSLEDKY ŘEŠENÍ

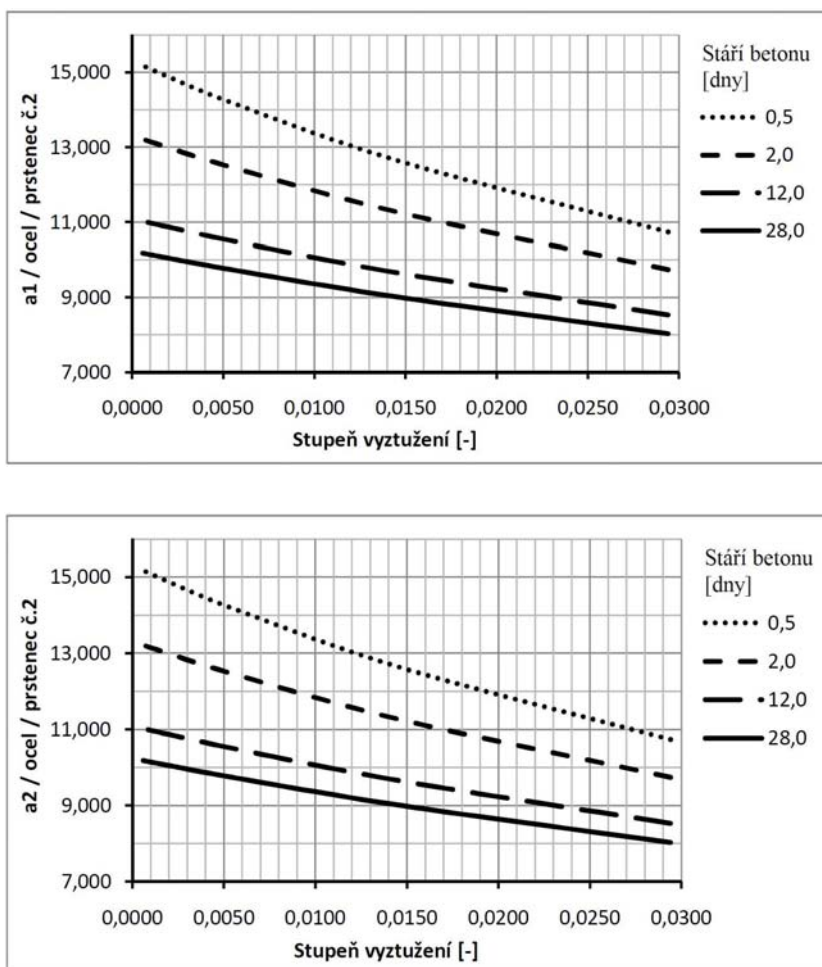
Výsledky řešení jsou zpracovány, shrnuty a prezentovány grafy na následujících obrázcích.

Obrázek č. 3 uvádí hodnoty pružnosti homogenizovaného průřezu v závislosti na stupni vyztužení průřezu v čase pro variantu A.



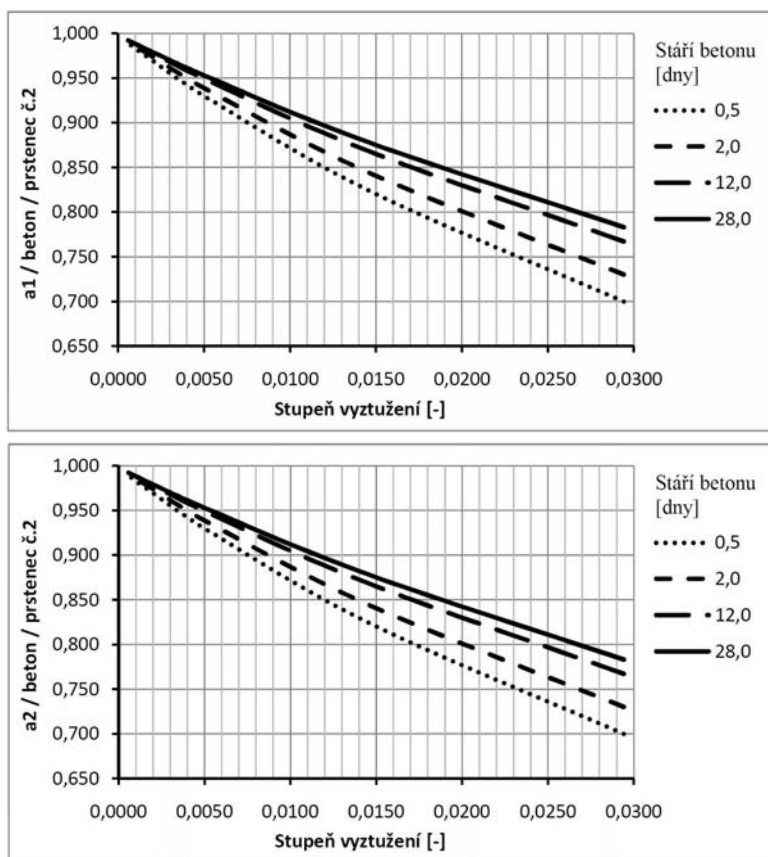
Obr. 3

Obrázek č. 4 uvádí hodnoty průřezdělovacích napětíových koeficientů a_1 a a_2 pro ocelové prvky v závislosti na stupni vyztužení průřezu v čase pro variantu A.



Obr. 4

Obrázek č. 5 uvádí hodnoty průřezových napětíových koeficientů a_1 a a_2 pro vrstvu stříkaného betonu mezi ocelovými prvky v závislosti na stupni vyztužení průřezu v čase pro variantu A



Obr. 5

Analogické výsledky a průběhy závislostí jsou získány i pro všechny další řešené varianty.

Hodnoty modulu pružnosti homogenizovaného ocelobetonového průřezu a hodnoty průřezových napětíových koeficientů a_1 a a_2 pro vrstvy, ve kterých jsou umístěny ocelové prvky, jsou shrnuty v tabulce č. 1.

Tabulka č. 1

Varianty	Stáří [dny]	E_h [MPa]	prstenec č.2				prstenec č.4			
			beton		ocel		beton		ocel	
			a_1	a_2	a_1	a_2	a_1	a_2	a_1	a_2
A	0,5	16400	0,823	0,823	12,622	12,620	-	-	-	-
	2,0	18500	0,843	0,843	11,248	11,246	-	-	-	-
	12,0	21500	0,867	0,867	9,644	9,642	-	-	-	-
	28,0	23000	0,877	0,877	9,002	9,000	-	-	-	-
B	0,5	16600	0,817	0,817	12,625	12,620	-	-	-	-
	2,0	18600	0,838	0,838	11,261	11,256	-	-	-	-
	12,0	21600	0,863	0,863	9,664	9,660	-	-	-	-
	28,0	23200	0,873	0,873	9,024	9,020	-	-	-	-
C	0,5	16300	0,829	0,830	12,640	12,642	-	-	-	-
	2,0	18300	0,849	0,850	11,256	11,257	-	-	-	-
	12,0	21400	0,873	0,873	9,642	9,643	-	-	-	-
	28,0	23000	0,882	0,883	8,997	8,998	-	-	-	-
D	0,5	16400	0,823	0,823	12,721	12,715	0,825	0,826	12,551	12,553
	2,0	18500	0,844	0,844	11,336	11,331	0,846	0,846	11,186	11,188
	12,0	21500	0,868	0,868	9,719	9,714	0,870	0,870	9,592	9,593
	28,0	23100	0,878	0,878	9,072	9,067	0,879	0,880	8,954	8,950

4 ZÁVĚR

Výsledky provedené parametrické studie, zkoumající vliv umístění ocelových prvků v ocelobetonovém průřezu na modul pružnosti a přerozdělovací koeficienty k stanovení napjatosti v ocelobetonovém průřezu, lze shrnout do následujících poznatků:

- s vyšším stupněm vyztužení se zvyšuje modul pružnosti ocelobetonového průřezu
- s růstem modulu pružnosti stříkaného betonu v čase klesají hodnoty přerozdělovacích koeficientů ocelových prvků a naopak mírně se zvyšují hodnoty přerozdělovacích koeficientů pro stříkaný beton
- způsob vyztužení – rozmístění ocelových prvků v ocelobetonovém průřezu takřka neovlivňuje hodnoty přerozdělovacích napětových koeficientů jak ve vrstvách stříkaného betonu, tak v ocelových prvcích. Jsou zde patrné jen malé odchylky mezi situacemi s jednou a dvěma úrovněmi umístění ocelových prvků v ocelobetonovém průřezu. Žádné, nebo jen malé rozdíly v hodnotách přerozdělovacích napětových koeficientů neznamenaají, že ve vrstvách stříkaného betonu, nebo v ocelových prvcích budou hodnoty napětí pro různé způsoby rozložení ocelových prvků identické. Přerozdělovacími koeficienty jsou násobeny hodnoty napětí v homogenizovaném průřezu, jehož průběh napříč průřezem není konstantní.

Poslední poznatek je velmi zajímavý. Vyplývá z něho, že by bylo možné stanovovat stav napětí v ocelobetonových průřezích pouze na základě stupně vyztužení průřezu a modulu pružnosti stříkaného betonu. Pokud by se tento poznatek prokázal a ověřil v praxi, pak by bylo možné na jeho základě z teorie spolupracujících prstenců vypracovat jednoduchou operativní metodiku navrhování a posuzování ocelobetonových průřezů.

PODĚKOVÁNÍ

Příspěvek byl realizován za finančního příspěví Grantové agentury ČR, projekt 103/09/1438 Výzkum pevnostních a přetvárných vlastností ostění ze stříkaného betonu vyztužených tuhými ocelovými prvky.

Příspěvek byl součástí řešení Studentské grantové soutěže SP2011/37, určené k podpoře doktorandského studia p. Ing. Marka Mohyly.

LITERATURA

- [1] Bulytchev, N. C. *Mechanika podzemnych sooruzenij*. (1982) Moskva: NEDRA, 270
- [2] ALDORF, J., HRUBEŠOVÁ, E., VOJTASÍK, K., ĎURIŠ, L. *Alternativní výpočet tuhosti betonového ostění vyztuženého válcovými prvky*. Informace Českého svazu stavebních inženýrů, ročník XV. (2009), č. 1, 27-31. ISSN 1213-4112.
- [3] VOJTASÍK, K., HRUBEŠOVÁ, E., MOHYLA, M., STAŇKOVÁ, J. *Determination of development of elastic modulus value for primary steel concrete reinforcement according to cooperative-ring-exchange theory*. Proc. 11th Int. Conf. Underground Construction Prague 2010, Prague: Czech Tunnelling Association ITA-AITES, 802-804. ISBN 978-80-254-7054-1
- [4] VOJTASÍK, K., HRUBEŠOVÁ, E., MOHYLA, M., STAŇKOVÁ, J. *Určení přetvárných vlastností a stavu napětí v průřezu ocelobetonového ostění*. TUNEL 2010, roč. 19, čís. 4, s 68-74. ISSN 1211-0728

Oponentní posudek vypracoval:

doc. Ing. Petr Konečný, CSc. Ústav geoniky AV ČR, v.v.i.

Ing. Jiří Pechmann, Amberg Engineering Brno, a.s.

Filip ČMIEL¹, Radek FABIAN²

**VYLEPŠENÍ TEPELNĚ TECHNICKÝCH VLASTNOSTÍ OBVODOVÝCH KONSTRUKCÍ
VÝCHOVNÉHO ÚSTAVU VE FRÝDKU - MÍSTKU**

**THE IMPROVEMENT OF THERMAL PROPERTIES OF CLADDING OF THE EDUCATIONAL
INSTITUTION IN FRÝDEK MÍSTEK**

Abstrakt

Termovizní kameru lze využít k posuzování obvodových plášťů budov. Tepelné mosty a jejich závažnost mohou být odhaleny právě termokamerou. Využili jsme tato měření pro porovnání detailu styku obvodového pláště a sloupu ze struskopemzobetonu původního objektu a po jeho zateplení.

Klíčová slova

Termovizní kamera, posuzování obvodových plášťů, tepelné mosty, tepelná izolace, obvodová konstrukce, výchovný ústav.

Abstract

Thermocamera can be used for the assessment of building envelope. Thermal bridges and their seriousness can be detected by thermocamera. We used these measurements to compare the detail of the contact building envelope with the column, which is made from slagpumiceconcrete in the original building and the same detail in the same building after thermal insulation.

Keywords

Thermocamera, assessment of building envelope, thermal bridges, thermal insulation, cladding, educational institution.

1 ÚVOD

Se stoupajícími cenami energií roste i důležitost konstrukčních opatření pro snížení nákladů na vytápění. Nároky uživatelů na bydlení se zvyšují, na což reagují i normy, které zpřísňují požadavky na tepelnou ochranu konstrukcí budov.

Termovizní měření lze považovat za moderní nedestruktivní způsob kontroly obvodových plášťů a detekce případných slabých míst - tepelných mostů. V dnešní době se stává termovizní měření standardem a v našem případě nám posloužilo ke zhodnocení a porovnání efektivity provedených konstrukčních opatření u výchovného ústavu ve Frýdku - Místku.

¹ Ing. Filip Čmiel, Katedra pozemního stavitelství, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, VŠB - Technická univerzita Ostrava, Fakulta stavební (FAST), Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 337, e-mail: filip.cmiel@vsb.cz.

² Ing. Radek Fabian, Katedra pozemního stavitelství, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, VŠB - Technická univerzita Ostrava, Fakulta stavební (FAST), Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 913, e-mail: radek.fabian@vsb.cz.



Obr. 1: Posuzovaný objekt před a po realizaci

2 POPIS OBJEKTU

Posuzovaný objekt výchovného ústavu se nachází ve Frýdku – Místku. Jedná se o montovaný skelet, který je tvořen typizací ZDŠ+MŠ. Tento konstrukční systém z roku 1964 se označoval jako 3,5° technologie.



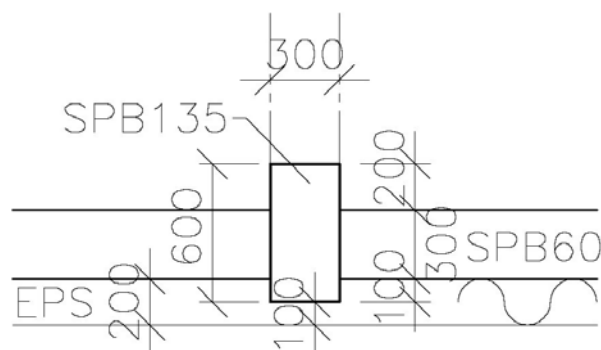
Obr. 2: Posuzovaný detail objektu ze strany interiéru a exteriéru před zateplením

Při modelování a měření jsme se zaměřili na detail styku obvodového pláště a sloupu. Svislé obvodové pilíře o rozměrech 300x600 mm jsou ze struskopemzobetonu SPB135 a parapetní pásy tl. 300 mm ze struskopemzobetonu SPB60. Vzhledem k účelu ubytování byla snížena plocha oken v celé budově. Dozdívky parapetů a svislých částí obvodového pláště byly provedeny z tvárnic IFT tl. 300 mm. Pilíře jsou před tyto původní parapetní pásy a dozdvíky přesazeny o 100 mm, ale dle požadavku investora musel být obvodový plášť po kontaktním zateplení bez vyčnívajících konstrukcí (obr. 3).

Od úrovně hrubé podlahy 1.NP byla na stávající parapety a novou dozdvíku kolem nových oken použita kontaktní izolace z expandovaného polystyrénu tl. 200mm. Pro srovnání celé fasády do jedné roviny byl na sloupy a obvodová ztužidla použitý polystyrén tl. 100mm.

3 TEPELNĚ TECHNICKÉ POROVNÁNÍ MODELŮ

Pro lepší porovnatelnost a představu o tepelně technických parametrech u tohoto detailu byly provedeny modelace v softwaru AREA 2009 (viz tab. 1). Modelace prokázaly závažné nedostatky tohoto detailu v původním provedení.

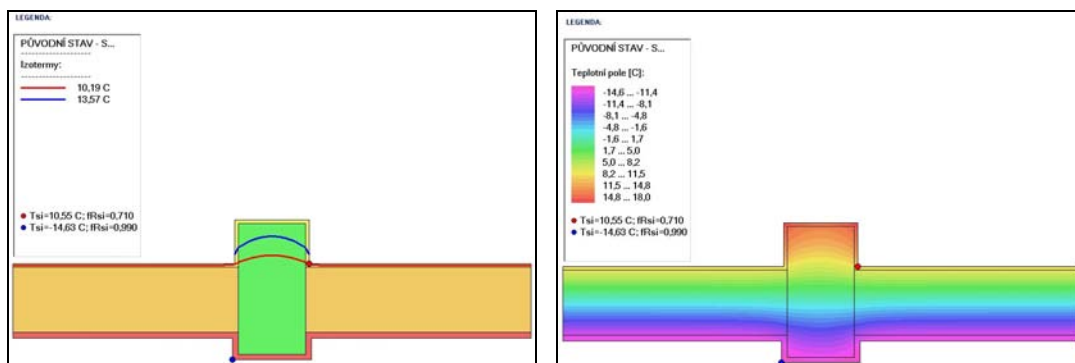


Obr. 3: Řešený detail vodorovného řezu zatepleného sloupu a parapetu ze struskopemzobetonu

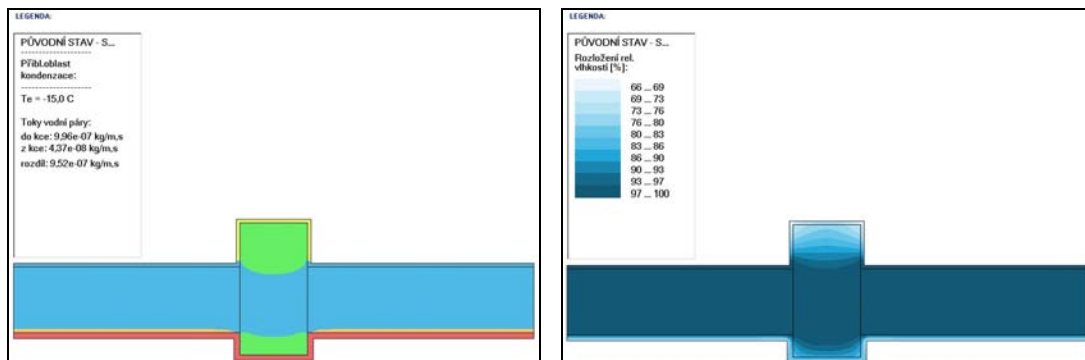
Tab. 1 Okrajové podmínky

Návrhová venkovní teplota θ_{ae} [°C]	- 15
Návrhová teplota vnitřního vzduchu θ_{ai} [°C]	+ 21
Návrhová relativní vlhkost venkovního vzduchu ϕ_e [%]	84
Návrhová relativní vlhkost vnitřního vzduchu ϕ_i [%]	55
Tepelný odpor při přestupu tepla v interiéru R_{si} [m ² K/W]	0,13
Dtto pro výpočet kondenzace a povrch. teplot R_{si} [m ² K/W]	0,25
Tepelný odpor při přestupu tepla v exteriéru R_{se} [m ² K/W]	0,04
Dtto pro výpočet kondenzace a povrch. teplot R_{se} [m ² K/W]	0,04

Na obrázku 4 a 6 (v levé části) modrá izoterma reprezentuje kritickou vnitřní povrchovou teplotu, kdy v bezprostředním okolí vnitřního povrchu konstrukce je dosaženo kritické 80 % relativní vlhkosti vzduchu, což je kritérium, kdy vzniká riziko růstu plísní. Červená izoterma vykresluje dosažení teploty rosného bodu v konstrukci, kde je relativní vlhkost u povrchu 100 %. Při poklesu pod tuto hodnotu dochází ke kondenzaci.



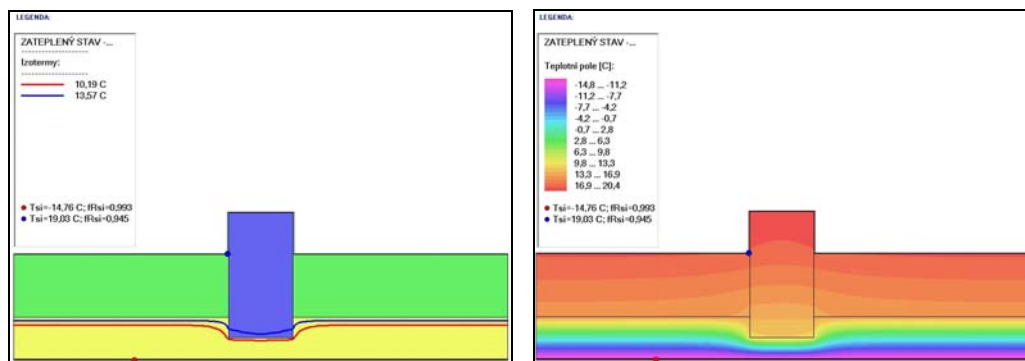
Obr. 4: Izotermy a teplotní pole (nezateplený detail)



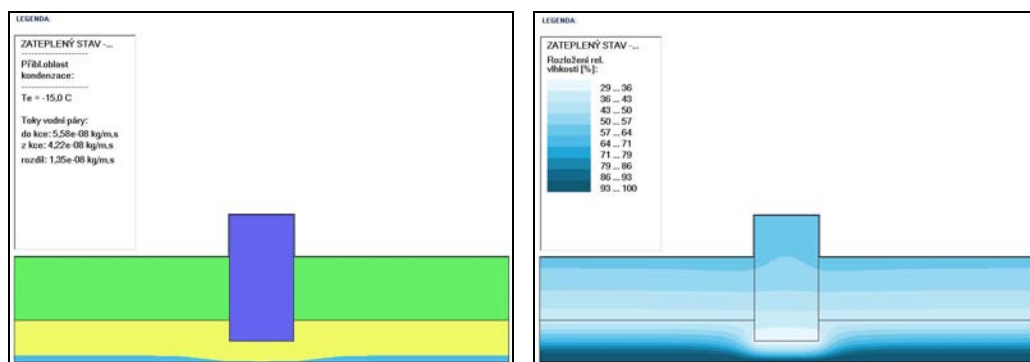
Obr. 5: Oblast kondenzace vlhkosti a rozložení relativní vlhkosti v konstrukci (nezateplený detail)

Z předchozího obrázku (obr. 4) je zřejmé, že struskopemzobetonový panel nedosahuje z hlediska tepelné techniky požadovaných parametrů, což se projevuje nižšími teplotami při vnitřním povrchu panelu. Markantní rozdíl demonstrují modelace polí teplot na obrázku 4 a 6 (v pravé části).

Na dalším obrázku, který se týká původního konstrukčního řešení (Obr. 5 – levá část), je patrná rozsáhlá kondenzační oblast v obou konstrukcích. Podle vlhkostní bilance v konstrukci struskopemzobetonový parapetní panel a sloup dosahuje závažné negativní bilance zkondenzované a odpařené vodní páry z konstrukce.



Obr. 6: Izotermy a teplotní pole (zateplený detail)



Obr. 7: Oblast kondenzace vlhkosti a rozložení relativní vlhkosti v konstrukci (zateplený detail)

Zlepšení navržených a provedených úprav lze vidět při porovnání velikosti a místa kondenzace v konstrukci podle obrázku 5 a 7. V původním provedení docházelo i k povrchové

kondenzaci na vnitřním povrchu obvodové konstrukce, zatímco v upraveném stavu ke kondenzaci dochází jen při venkovním povrchu kontaktního zateplovacího systému. V důsledku posunu kondenzační oblasti do tepelného izolantu fasády došlo ke zvýšení životnosti nosné konstrukce a tím i celého objektu.

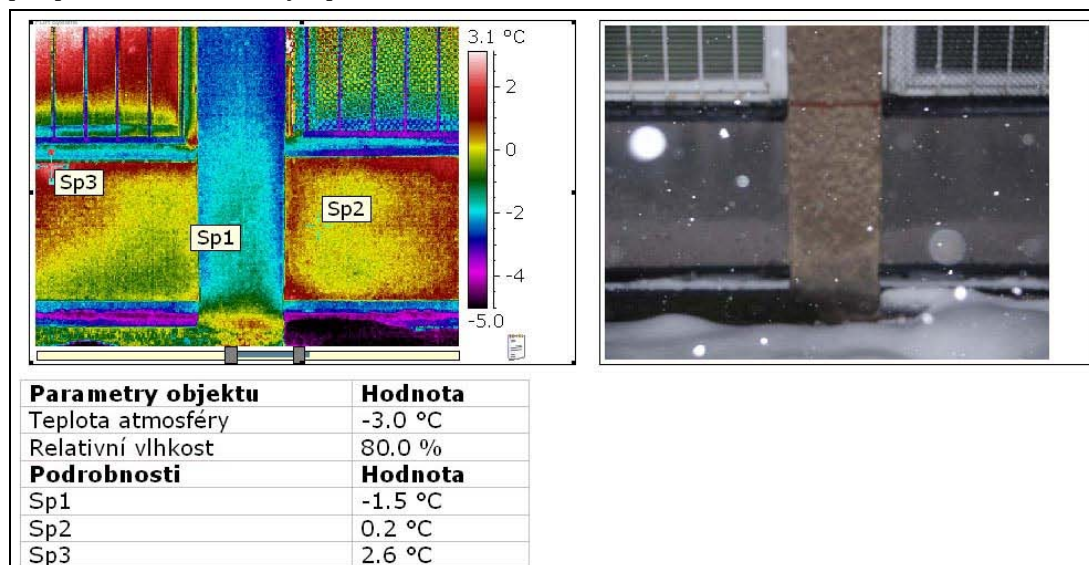
4 VYHODNOCENÍ TERMOGRAFICKÉHO MĚŘENÍ

Termografie je měřicí technika, která zobrazuje dopadající nebo vyzařované infračervené záření povrchu v paletě barevných odstínů, z nichž každý znamená určitý teplotní rozsah. Skutečnost, že záření přímo závisí na povrchové teplotě objektu, umožňuje kameře tuto teplotu vypočítat a zobrazit. Termografické měření nezjišťuje přímo teploty povrchů, ale jen množství záření z nich. Chybně nastavená emisivita povrchů konstrukcí může značně ovlivnit vzhled termogramu, což může způsobit nesprávnou interpretaci naměřených hodnot. Na výsledek může mít vliv i silný a nepravidelný vítr způsobující těžko definovatelné ochlazování jednotlivých povrchů konstrukcí.

Měření před celkovou rekonstrukcí bylo provedeno termografickým systémem ThermoCAM-B4 18. 2. 2009 v 17 hodin. Obloha byla zatažená. Venkovní teplota dosáhla $-3\text{ }^{\circ}\text{C}$ a relativní vlhkost venkovního vzduchu byla naměřena 80 %. Teplota vnitřního vzduchu v měřené místnosti byla $+23\text{ }^{\circ}\text{C}$ s relativní vlhkostí 35 %.

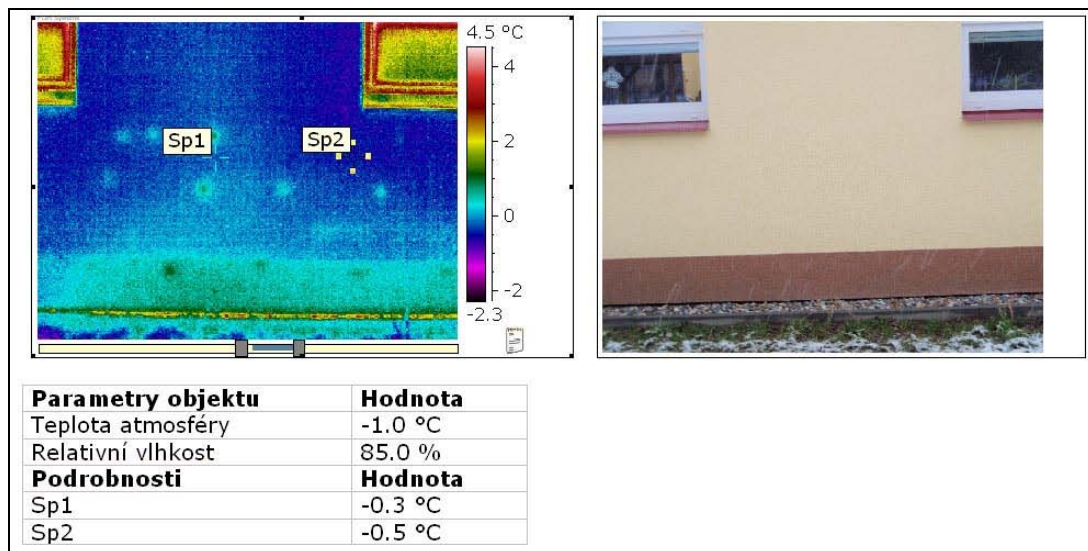
Druhé termografické měření bylo provedeno po celkové realizaci stavebních úprav dne 10. 1. 2011 v 10 hodin. Obloha byla zatažená. Venkovní teplota dosáhla $-1\text{ }^{\circ}\text{C}$ a relativní vlhkost venkovního vzduchu byla naměřena 85 %. Teplota vnitřního vzduchu v měřené místnosti byla $+23\text{ }^{\circ}\text{C}$ s relativní vlhkostí 45%.

Na obrázku 8 lze pozorovat povrchové teploty nezatepleného obvodového pláště ze struskopemzobetonu ze strany exteriéru. V bodech Sp2 a Sp3 je naměřena vyšší teplota na parapetním panelu z SPB60 než na nosném sloupu z SPB135 (bod Sp1). Toto je zapříčiněno větší tloušťkou sloupu, tím jeho větším tepelným odporem, ale také ústředním vytápěním za parapetním panelem. V bodě Sp3 je výrazně zvýšený tepelný tok pod venkovním oplechováním parapetu a tím i větší úniky tepla.



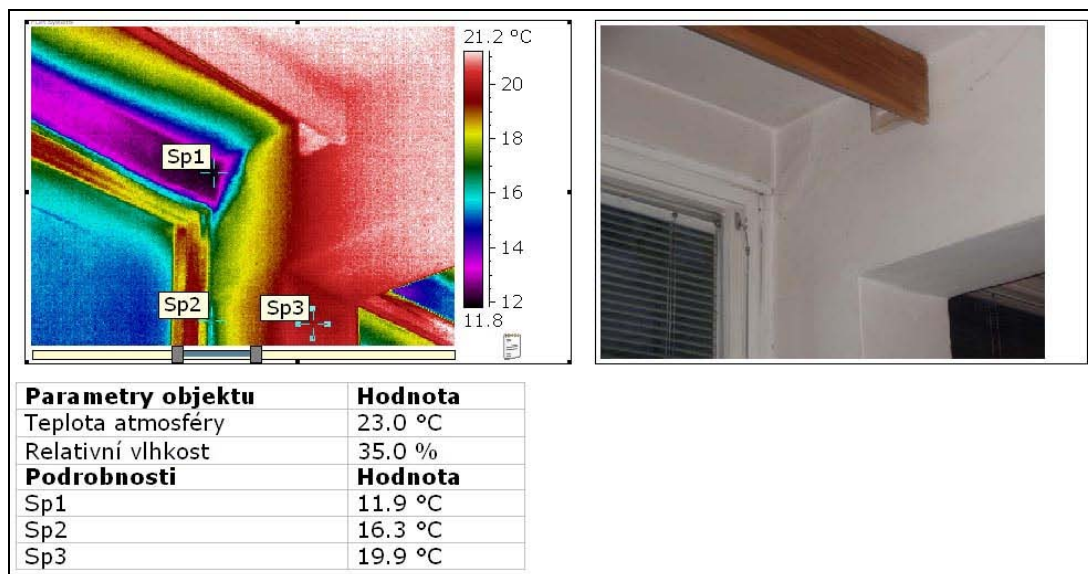
Obr. 8: Termovizní snímek nezatepleného detailu (exteriér)

Stejný měřený detail, ale po kontaktním zateplení, je na obrázku 9. Povrchová teplota zatepleného obvodového pláště z expandovaného polystyrénu je téměř totožná jako v místě sloupu (Sp1), tak v místě parapetu (Sp2).

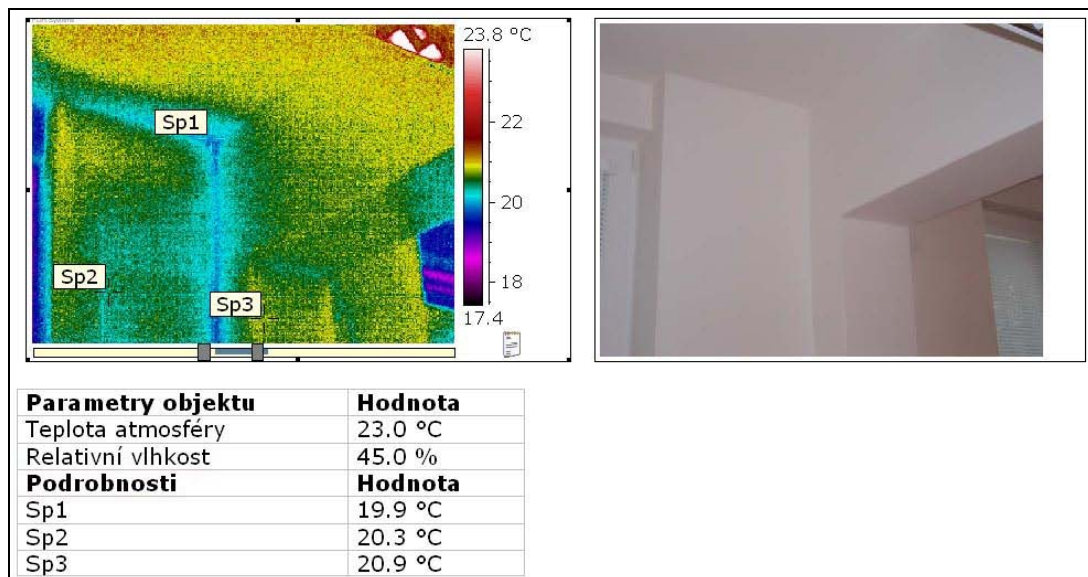


Obr. 9: Termovizní snímek zatepleného detailu (exteriér)

Na následujících obrázcích lze pozorovat rozdíl povrchových teplot ze strany interiéru v koutě u stropní konstrukce před zateplením (obr. 10) a po zateplení (obr. 11). Nad oknem v bodě Sp1 na obrázku 10 jsou patrné výrazně nižší povrchové teploty, což mohlo mít za následek povrchovou kondenzaci vodní páry v daném místě a napadení vnitřního povrchu konstrukce plísní. Ovšem z důvodů přirozené infiltrace vzduchu přes původní netěsná dřevěná zdvojená okna tento problém nenastal. Po provedení vyzdívky a dalších konstrukčních úprav (obr. 11) je patrné výrazné zlepšení zkoumaného detailu.

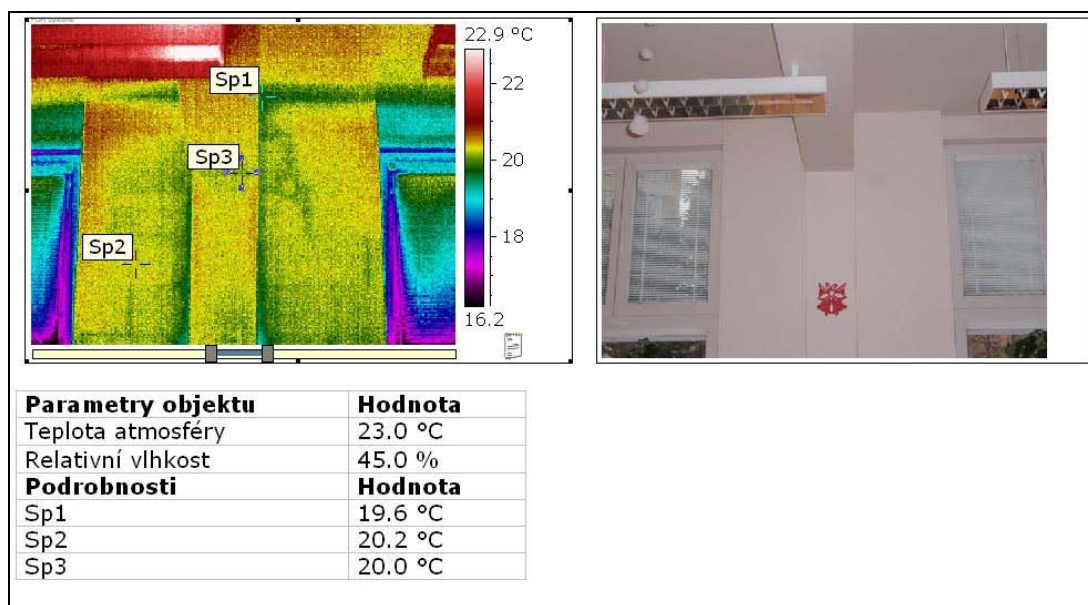


Obr. 10: Termovizní snímek nezatepleného detailu (interiér)

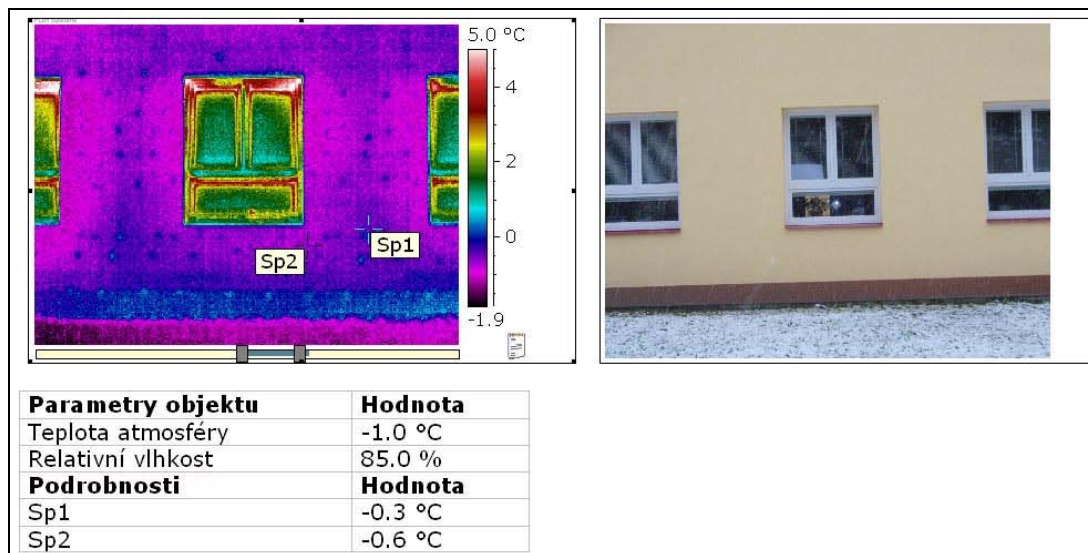


Obr.11: Termovizní snímek zatepleného detailu (interiér)

Na obrázcích 12 a 13 lze pozorovat dopad konstrukčních úprav obvodové konstrukce ze strany interiéru (obr. 12) a ze strany exteriéru (obr. 13). Naměřené povrchové teploty jsou v obou následujících termogramech téměř homogenní.



Obr. 12: Termovizní snímek zateplené fasády ze strany interiéru



Obr. 13: Termovizní snímek zateplené fasády ze strany exteriéru

5 ZÁVĚR

Modelování tepelných polí v konstrukcích je při využití výpočetní techniky přesnější a rychlejší. Nicméně i v těchto programech se můžeme pouze teoreticky přiblížit skutečné konstrukci. Je to dáno jednak geometrií, která nikdy neodpovídá úplně skutečnosti, dále fyzikálními vlastnostmi konstrukce, které se v průběhu času mění. Proto jsou výstupem výsledky idealizovaného modelu, který se blíží posuzované konstrukci. Pro prozkoumání skutečnosti je lepší výsledky z výpočetního softwaru doplnit o nedestruktivní měření termovizní kamerou, která nám může pomoci lépe nahlédnout do konstrukce z tepelně technického hlediska a odhalit slabá místa.

Modelace v programu Area 2009 i měření termovizní kamerou prokázaly významné zlepšení tepelně technických vlastností obvodové stěny se sloupem. Dle modelací je patrné zlepšení v interiéru, kdy výše popsané zateplení zlepšilo vlhkostní podmínky jak v konstrukci, tak i na jejím vnitřním povrchu.

LITERATURA

- [1] ČSN 73 0540-1 Tepelná ochrana budov – Část 1: Terminologie. Praha: ČNI, 2005.
- [2] ČSN 73 0540-2 Tepelná ochrana budov – Část 2: Požadavky. Praha: ČNI, 2002.
- [3] ČSN 73 0540-2 Tepelná ochrana budov – Část 2: Požadavky. Praha: ČNI, 2007.
- [4] ČSN 73 0540-3 Tepelná ochrana budov – Část 3: Navrhované hodnoty veličin. Praha: ČNI, 2005.
- [5] ČSN 73 0540-4 Tepelná ochrana budov – Část 4: Výpočtové metody. Praha: ČNI, 2005.

Oponentní posudek vypracoval:

Ing. Marek Tabašek, Ph.D. Energetický auditor Ostrava.

Doc. Ing. Ladislav Štěpánek, CSc. FAST VUT v Brně.

Marcela HALÍŘOVÁ¹

**OPTIMALIZACE VÝBĚRU SKLADBY MATERIÁLŮ PRO NENOSNÉ STĚNY
VE STAVEBNÍCH OBJEKTECH**

**OPTIMALIZATION SELECTION OF MATERIALS FOR STRUCTURE SEPARATING WALLS
IN BUILDINGS**

Abstrakt

Na stavební konstrukce klademe mnoho závažných nároků, od stavebně technických, přes technologické, ekonomické, estetické až po celospolečenské. Tyto dnešní zpřísněné požadavky se promítají do norem a zákonů a platí pro všechny konstrukce, tedy i pro nenosné vnitřní příčky. Pro rychlý a zodpovědný výběr skladby příček se nabízí vícekritériální optimalizační metoda, jako účinný nástroj, již při návrhu a přípravě projektové dokumentace stavby.

Klíčová slova

Stavební konstrukce, příčky, optimalizační metoda.

Abstract

We subject engineering structures to many substantial requirements. The requirements on the construction elements and constructions are constructive technical, technological, economic, esthetical and all-societal. Today these enhanced requirements are translated into norms and laws and applies to all structures, even for non-bearing interior walls. It is for a quick and responsible choice of separating wall material offering the multicriteria optimization method as an effective tool, already in the design and preparation of project documentation for construction.

Keywords

Building structure, separating wall, optimization method.

1 ÚVOD

Pro optimalizaci výběru skladby nenosných stěn byly vybrány příčky z tradičních zdicích prvků dle [1] a roštové příčky za sádkartonu dle [2]. Pro zvýraznění a potvrzení charakteristických vlastností stavebních materiálů použitých na zhotovení těchto stěn, byly vybrány příčky jednoduché, příčky z jednoho převažujícího materiálu.

2 VÝBĚR REÁLNÝCH MATERIÁLOVÝCH VARIANT

Z množiny možných materiálových variant byly vybrány pouze reálné materiálové varianty. Byly vyloučeny materiálové varianty, které se v našich zeměpisných šířkách neužívají a byl omezen počet materiálových variant na jednotlivé reprezentativní zástupce s charakteristickými vlastnostmi tak, aby bylo zajištěno vyhodnocení, které odpovídá reálné skutečnosti.

¹ Ing. Marcela Halířová, Ph.D., Katedra pozemního stavitelství, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 359, e-mail: marcela.halirova@vsb.cz.

Tab. 1: Vybrané reálné materiálové varianty vnitřních nenosných stěn – příček.

Ozn.	Složení materiálové varianty
A	Příčka z cihel plných pálených: omítka, MV, tl.10mm / CP, 290x140x65 mm, tl.140mm / omítka, MV, tl. 10 mm Celková tloušťka příčky: 160 mm
B	Příčka z dutých pálených příčkových Supertherm CD 6 DF: omítka, MV, tl.10 mm, / Supertherm CD 6 DF, 365x238x115mm, tl. 115 mm / omítka, MV, tl. 10 mm Celková tloušťka příčky: 135 mm
C	Příčka z vápenopískových cihel: omítka, MV, tl. 10 mm / vápenopísková cihla, 290x140x65, tl. 140 mm / omítka, MV, tl. 10 mm Celková tloušťka příčky: 160 mm
D	Příčka z tvárnic příčkových betonových TP 12-B: omítka, MV, tl. 10 mm / TP 12-B, 500x190x120 mm, tl. 120 mm / omítka, MV, tl. 10 mm Celková tloušťka příčky: 140 mm
E	Příčka z příčkových Liapor M 115: omítka, MV, tl. 10 mm / Liapor M 115, 372x240x115 mm, tl. 115 mm / omítka, MV, tl. 10 mm Celková tloušťka příčky: 135 mm
F	Příčka z příčkových Ytong: omítka, malta Ytong, tl. 2,5 mm / NAP 10, 2100x599x100 mm, tl. 100 mm / omítka, malta Ytong, tl. 2,5 mm Celková tloušťka příčky: 105 mm
G	Roštová sádrokartonová příčka bez vložené tepelné izolace: GKB, tl. 12,5 mm / vzduchová mezera, tl. 100 mm / GKB, tl. 12,5 mm Celková tloušťka příčky: 125 mm
H	Roštová sádrokartonová příčka s vloženou tepelnou izolací: GKB, tl. 12,5 mm / kamenná vlna Orsil, tl. 60 mm / vzduchová mezera, tl. 40 mm / GKB, tl. 12,5 mm Celková tloušťka příčky: 125 mm

3 VÝBĚR ROZHODUJÍCÍCH VLASTNOSTÍ – HODNOTÍCÍCH KRITÉRIÍ

Při rozhodovací analýze bylo důležité vymezení rozhodujících vlastností - dílčích cílů optimalizace.

Tab. 2: Vybraná hodnotící kritéria multikriteriální optimalizace.

č.	Kritérium	Rozměr
1	Plošná hmotnost	kg.m ⁻²
2	Součinitel prostupu tepla U	W.m ⁻² .K ⁻¹
3	Vážená laboratorní vzduchová neprůzvučnost R _w	dB
4	Požární odolnost EI	min.
5	Cena za m ² příčky	Kč.m ⁻²
6	Pracnost	-
7	Podíl recyklace	%

4 SESTAVENÍ ROZHODOVACÍ MATICE

V optimalizační úloze multikriteriálního rozhodování má množina hodnotících materiálových variant konečný počet prvků, které charakterizují rozhodovací kritériální matici. V této matici sloupce odpovídají kritériím a řádky hodnocení variantám, viz vzorec (1).

Rozhodovací matice:

$$\begin{vmatrix} a_{11} & a_{12} & \dots & a_{1n} \\ a_{21} & a_{22} & \dots & a_{2n} \\ \cdot & \cdot & \dots & \cdot \\ \cdot & \cdot & \dots & \cdot \\ \cdot & \cdot & \dots & \cdot \\ a_{m1} & a_{m2} & \dots & a_{mn} \end{vmatrix} \parallel \begin{vmatrix} f_1 \\ f_2 \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ f_m \end{vmatrix} \quad (1)$$

kde: f_1 až f_m ... váhy kritérií, platí $\sum_{i=1}^m f_i = 1$
 a_{ij} ... hodnota kritéria i varianty j (kde i=1 až m, j=1 až n)

Řešená rozhodovací matice obsahuje osm materiálových variant, které jsou označeny písmeny velké abecedy od A do H (viz.tab1), a sedm kritérií hodnocení, které jsou označeny číslicemi (viz tab. 2). Každé kritérium je označeno jako max. (maximalizační), nebo jako min. (minimalizační) podle toho, jaká hodnota je žádoucí a vhodnější.

Tab. 3: Rozhodovací matice

Číslo kritéria	Max/min.	Materiálové varianty							
		A	B	C	D	E	F	G	H
1	max.	290	173	245	208	149	84	24,7	25
2	min.	2,81	2,41	2,81	2,46	1,82	1,31	2,20	0,60
3	max.	47	48	49	45	46	34	39	47
4	max.	180	150	120	90	120	60	15	45
5	min.	894	944	670	472	537	728	545	653
6	max.	1,667	1,667	1,833	3,167	3,167	4,333	5,0	5,0
7	max.	10	10	20	40	60	80	90	85

Hodnoty byly převzaty z technických listů výrobců nebo získány výpočtem – podrobnosti viz archiv autorky

5 STANOVENÍ VÁHY KRITÉRIÍ METODOU KVANTITATIVNÍHO PÁROVÉHO SROVNÁNÍ KRITÉRIÍ

Stanovení váhy-závažnosti jednotlivých kritérií je nejdůležitějším a nejkritičtější krokem multikritériální optimalizace. Každá vlastnost, která je vyjádřena kritériem, má rozdílnou závažnost, je důležité také hledisko posuzování závažnosti určitého kritéria, pohled uživatele stavebního díla se může lišit od priorit zhotovitele stavby či výrobce stavebního materiálu. Většina metod vícekritériálního rozhodování vyžaduje přesné informace o relativní důležitosti jednotlivých kritérií, kterou můžeme vyjádřit pomocí vektoru vah kritérií.

$$v = (v_1, v_2, \dots, v_k), \sum_{i=1}^k v_i = 1, v_i \geq 0 \quad (2)$$

Čím je důležitost kritéria větší, tím je větší i jeho váha. Za použití Saatiho matice vyjádříme preference jednotlivých kritérií, která jsou silně preferovaná, preferovaná nebo rovnocenná. Jednotlivé prvky Saatyho matice jsou pak definovány vzorcem (3). Váha kritérií je stanovena podle rovnice (4).

Zodpovědné určení závažnosti kritérií je významná tvůrčí fáze rozhodovacího procesu multikritériální optimalizace.

$$s_{ij} \approx \frac{f_i}{f_j}; s_{ii} = 1; s_{ji} = \frac{1}{s_{ij}} \quad (3)$$

Odpovídající vhodná verbální stupnice:

- 1 – rovnocenná kritéria i a j;
 - 3 – slabě preferované kritérium i před j;
 - 5 – silně preferované kritérium i před j;
 - 7 – velmi silně preferované kritérium i před j;
 - 9 – absolutně preferované kritérium i před j;
- Hodnoty 2, 4, 6, 8 vyjadřují mezistupně.

$$f_i = \frac{\left(\prod_{j=1}^n s_{ij} \right)^{\frac{1}{n}}}{\sum_{i=1}^n \left(\prod_{j=1}^n s_{ij} \right)^{\frac{1}{n}}} \quad (4)$$

kde:

-S = (s_{ij}) ... matice párových srovnání Saatyho, kde i, j = 1, 2, 3, ...n
 -f_i ... celková váha kritérií

Tab. 4 Metoda kvantitativního párového srovnání kritérií

→j ↓i	2	3	4	5	6	9	1	S _{ij}	R _{ij}	Váha f _i
2	1	1/3	1/3	1/5	1/5	1/3	3	0,00444	0,46	0,050
3	3	1	1/3	1/5	3	3	3	5,4	1,27	0,138
4	3	3	1	1/3	1	3	3	27	1,6	0,174
5	5	5	3	1	5	3	7	7875	3,6	0,393
6	5	1/3	1	1/5	1	1/3	3	0,333	0,85	0,093
9	3	1/3	1/3	1/3	3	1	5	1,666	1,07	0,117
11	1/3	1/3	1/3	1/7	1/3	1/5	1	0,00035	0,32	0,035
Σ									9,17	1

6 TRANSFORMACE ROZHODOVACÍ MATICE NA VÝPOČTOVOU MATICI MULTIKRITERIÁLNÍ OPTIMALIZACE

Transformací máme na mysli úprava hodnot kritérií jednotlivých vah do posloupností, vypracování pořadí variant a přepočítání získaných hodnot na bezrozměrná čísla. Toto záleží na typu hodnoty konkrétního kritéria.

O nákladovém typu hodnoty kritérií hovoříme tehdy, je-li požadavek stanoven minimální hodnotou. Setkáme se s ním např. u ekonomických nákladů, energetické náročnosti, pracnosti, množství emisí škodlivých látek, hmotnost měrné jednotky apod.

Transformaci provedeme následovně. Nejvyšší hodnota max. a_{ij} odpovídá nejnižší hodnotě ocenění (většinou b_{ij} = 0) a nejnižší hodnota min a_{ij} odpovídá nejvyššímu ocenění (b_{ij} = 1).

$$b_{ij} = \frac{(\max a_{ij}) - a_{ij}}{(\max a_{ij}) - (\min a_{ij})} \quad (5)$$

O ziskovém typu hodnoty kritérií hovoříme tehdy, je-li požadavek stanoven maximální hodnotou. Znamená to, že čím vyšších hodnot kritérium dosahuje, tím je i lépe hodnotíme.

Transformaci na bezrozměrnou veličinu provedeme následovně:

$$b_{ij} = \frac{(a_{ij}) - (\min a_{ij})}{(\max a_{ij}) - (\min a_{ij})} \quad (6)$$

Transformace rozhodovací matice na výpočtovou matici provedeme dle vzorce (7).

Výpočtová matice:

$$\begin{vmatrix} b_{11} & b_{12} & \dots & b_{1n} \\ b_{21} & b_{22} & \dots & b_{2n} \\ \cdot & \cdot & \dots & \cdot \\ \cdot & \cdot & \dots & \cdot \\ \cdot & \cdot & \dots & \cdot \\ b_{m1} & b_{m2} & \dots & b_{mn} \end{vmatrix} \parallel \begin{vmatrix} f_1 \\ f_2 \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ f_m \end{vmatrix} \quad (7)$$

kde platí:

$$b_{ij} \cdot f_i = c_{ij}; \max \sum_{j=1}^n c_{ij} = H_i \Rightarrow \text{optimum} \quad (8)$$

kde: - b_{ij} je transformovaná hodnota podle vzorců (11) a (12)
- i váha kritéria

Výsledkem transformace rozhodovací matice na matici výpočtovou bude pořadí výhodnosti hodnocených materiálových variant A až H a vyhodnocení optimální varianty, varianty s nejvyšším součtem součinů transformovaných hodnot kritérií a vah. Vzhledem k možnému výskytu subjektivních hodnocení bereme v úvahu hlavně výraznější rozdíly mezi součty, materiálové varianty s malým rozdílem součtů jsou považovány za více méně rovnocenné.

Tab. 5 Výpočtová matice

Číslo kritéria	Váha f_i	Materiálové varianty $c_{ij} = b_{ij} \cdot f_i \cdot 100$							
		A	B	C	D	E	F	G	H
2	0,050	5,00	2,80	4,15	3,45	2,34	1,12	0	0,11
3	0,138	0	2,50	0	2,19	6,18	9,34	3,81	13,8
4	0,174	15,08	16,24	17,40	12,76	13,92	0	5,80	15,08
5	0,393	39,30	32,15	25,01	17,86	25,01	10,72	0	7,15
6	0,093	0,99	0	5,40	9,30	8,02	4,26	7,86	5,73
9	0,117	0	0	0,58	5,26	5,26	9,36	11,70	11,70
11	0,035	0	0	0,44	1,31	2,19	3,06	3,50	3,28
Σ	1	60,37	53,69	52,98	52,13	62,92	37,86	32,67	56,85

7 VYHODNOCENÍ OPTIMÁLNÍ VARIANTY

Nejvyšší hodnotu součtu součinů transformovaných hodnot vah kritérií ve výpočtové matici má materiálová varianta E. To je příčka z příčkovek Liapor (podle tab. č. 1). Váhy jednotlivých kritérií jsou vyrovnané, a i když nedosahují jednotlivě nejvyššího hodnocení v součtu celkového hodnocení, vychází materiálová varianta E vítězně.

Druhého nejvyššího hodnocení dosáhla materiálová varianta A. To je příčka z cihel plných pálených (podle tab. 1). Ale při podrobnějším a důkladnějším rozboru hodnocení jednotlivých vlastností této příčky vidíme, že vysoké hodnocení získává tato materiálová varianta jen díky dobrým akustickým vlastnostem a především díky nejvyšším dosaženým hodnotám požární odolnosti EI, to znamená především díky vysoké váze tohoto kritéria. Ostatní vlastnosti jsou velmi nevyrovnané, spíše podprůměrné až nevyhovující. Pro značnou nevyrovnanost vah jednotlivých kritérií řadím tuto materiálovou variantu do poslední nejméně hodnocené skupiny.

Další nejvyšší hodnocení patří materiálové variantě H. To je příčce roštové sádrokartonové s vloženou tepelnou izolací (podle tab. 1). Vlastnosti této příčky jsou velmi vyrovnané a nadprůměrné. Zde vidíme, že příčka z kompozitních materiálů na bázi sádry s vloženou tepelnou izolací [2] obstála v konkurenci tradičních kusových staviv [1] více než dobře.

Do další skupiny s rovnocenným hodnocením patří materiálové varianty B, C a D. To jsou příčky z dutých pálených příčkovek Supertherm, z vápenopískových cihel a z tvárnic příčkových betonových (podle tab. 1).

Do poslední, nejnižší hodnocené skupiny se zařadily materiálové varianty F a G. To jsou příčky z příčkovek Ytong a roštová sádrokartonová příčka bez vložené tepelné izolace.

8 ZÁVĚR

Vnitřní nenosné stěny – příčky jsou nedílnou a nezastupitelnou součástí konstrukcí v pozemním stavitelství. Zatímco užití tradičních materiálů prověřila staletí, sádrokartonové materiály se podařilo uvést do normových hodnotících procesů teprve ČSN EN 520 [2] v květnu 2005.

Všechny hodnocené kritéria byla vybrána jako nutné a zároveň nejčastěji požadované pro posouzení materiálových variant. Všechna tato kritéria ale nemají pro konkrétní reálné stěny všeobecnou platnost a nejsou požadována vždy současně. V praktickém použití u řešeného stavebního díla by docházelo zákonitě k situacím, kdy by některé kritérium nebylo pro konstrukci požadováno vůbec. A takovéto kritérium by zákonitě v hodnocení nebylo zastoupeno. Při návrhu konkrétních úloh ve stavební praxi bude nutné k těmto skutečnostem přihlídnout.

Závěry vyhodnocení optimální varianty metodikou vícekritériálního hodnocení lze použít již v počáteční fázi přípravy výstavby v rozhodovacím procesu výběru nejvhodnějších materiálových variant pro návrh vnitřních nenosných stěn.

Zvolená metoda vícekritériální optimalizace s metodou kvantitativního párového srovnávání kritérií je poměrně rychlým a seriózním hodnocením vlastností stavebních materiálů s vyloučením subjektivních vlivů hodnotitele a s jednoznačným postupem vyhodnocení materiálových variant.

Z tohoto důvodu mají výsledky hodnocení obecnou platnost.

LITERATURA

- [1] ČSN ENV 1996-1-1 *Navrhování zděných konstrukcí. Část 1-1: Obecná pravidla pro pozemní stavby. Pravidla pro vyztužené a nevyztužené zděné konstrukce*. Praha: Český normalizační institut, 1996. 168 s.
- [2] ČSN EN 520 (72 3611) *Sádrokartonové desky – Definice, požadavky a zkušební metody*. Praha: Český normalizační institut, 2005. 44 s.
- [3] FIALA, P., JABLONSKÝ, J., MAŇAS, M. *Vícekritériální rozhodování*. Praha, VŠE Praha, 1996. 316 s. ISBN 80-7079-748-7

- [4] Firemní materiály, technické podklady, atesty: Heluz cihlářský průmysl v.o.s., KM Beta a.s., Lias VINTÍŘOV Lehký stavební materiál k. s., Betonové stavby Klatovy s.r.o., Xella pórobeton CZ s.r.o., Rigips s.r.o., Knauf a.s., ROKWOOL a.s.
- [5] HALÍŘOVÁ, M., SKULINOVÁ, D.: *Suchá výstavba*, Brno: ERA Group, spol. s r.o., 2007. 112 s. ISBN 80-7366-072-5.
- [6] PYTLÍK, P. *Vlastnosti a užití stavebních výrobků*. Brno, VUTIUM, 1998. 399 s. ISBN 80-214-1123-6.

Oponentní posudek vypracoval:

Doc. Ing. arch. Josef Šamánek, CSc., Fakulta stavební, VŠB TU Ostrava.

Ing. Vladislav Varmuža, KANIA, a.s., Ostrava.

Eva RYKALOVÁ¹, Radek FABIAN²

BEZPEČNOSTNÍ SKLO NA ZASTÁVKÁCH MHD

SAFETY GLASS AT THE PUBLIC TRANSPORT STOPS

Abstrakt

Příspěvek se zabývá konstrukcí zábradlí na zastávkách MHD v Ostravě. V první části příspěvku se věnujeme materiálu konstrukce, problematice uchycení skleněné části do ocelového rámu a poruchám skleněné části konstrukce. Druhá část příspěvku je zaměřena na experimentální ohybové zkoušky skleněných tabulí.

Klíčová slova

Bezpečnostní sklo, poruchy skla, ohybové zkoušky.

Abstract

The article deals with the construction of the railing at public transport stops in Ostrava. In the first part of the article we deal with construction materials, the issue of fixing the glass in a steel frame and defects of glass part of construction. The second part of the article is focused on bending tests of glass panes.

Keywords

Safety glass, defects of glass, bending tests.

1 ÚVOD

Sklo nachází v dnešní době stále širší uplatnění. Největší předností tohoto materiálu je jeho propustnost světla. Pro tuto vlastnost je sklo užíváno již několik století a zatím se za tento materiál nenašla adekvátní náhrada. Velkou nevýhodou skla je jeho křehkost. Pro širší použití tohoto materiálu se musel důsledek této negativní vlastnosti minimalizovat. Z tohoto důvodu se používá bezpečnostní sklo, které po porušení do určité meze může plnit svoji funkci. Díky bezpečnostnímu sklu lze rozšířit oblasti použití skla ve stavebnictví.

2 POPIS KONSTRUKCE

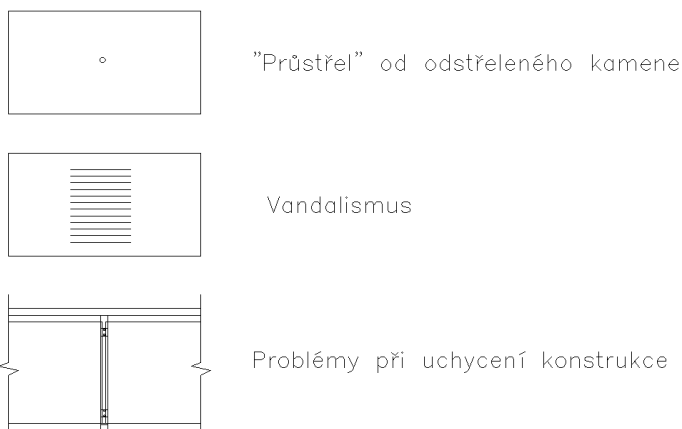
Při zkoumání skleněných výplní u zábradlí jsme se zaměřili na zábradlí u zastávek MHD dopravního podniku města Ostravy (Obr. 1, 2). Tato zábradlí bývají často znehodnocována, zvláště samotná skleněná výplň zábradlí, ale i její nosná ocelová část. Zábradlí na zastávkách jsou různých délek v závislosti na počtu modulových polí.

1 Ing. Eva Rykalová, Katedra pozemního stavitelství, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 309, e-mail: eva.rykalova@vsb.cz

2 Ing. Radek Fabian, Katedra pozemního stavitelství, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321913, e-mail: radek.fabian@vsb.cz

3 MOŽNÉ PORUCHY KONSTRUKCE

Nejčastější porucha skleněné výplně zábradlí se projevuje jejím prasknutím. Příčin vzniku této poruchy může být několik. Během prohlídek několika zábradlí na zastávkách MHD jsme zjistili, že praskání skleněných výplní bývá způsobeno zejména v místě bodového uchycení skleněné výplně k ocelovému rámu, další zjevnou příčinou je působení plošného zatížení, které překročí únosnost skleněné výplně zábradlí a v neposlední řadě, je možná příčina i bodové zatížení způsobené např. odstřelujícími kamínky od kol dopravních prostředků (Obr. 3).



Obr. 3: Druhy poškození skla

3.1 Problémy uchycení skleněné výplně k ocelovému rámu.

Před vlivem vnějšího prostředí je nutné ocelovou konstrukci efektivně chránit. Nejvhodnější variantou ochrany je ochranný nátěrový systém vnějšího povrchu ocelové konstrukce, který minimalizuje riziko výskytu koroze (Obr. 4, 5).



Obr. 4: Úchyt poškozený korozi



Obr. 5: Chybné uchycení skleněné výplně k ocelovému rámu

Další chyby spočívají v samotné montáži skleněných výplní k ocelovému nosnému rámu zábradlí (viz Obr. 5). Konkrétním případem je špatná poloha osazení krajní příložky (gumové těsnění není ve styku se skleněnou výplní). Důsledkem špatného osazení a následné koroze ocelové příložky může dojít ke ztrátě její funkčnosti – fixaci polohy skleněné výplně v ocelovém rámu zábradlí.

3.2 Poruchy způsobené plošným zatížením

Dalším mechanickým poškozením je plošné zatížení (např. vandalismus). Toto poškození je nejlépe možno eliminovat vhodným umístěním této konstrukce. Nepoužívat ji tam, kde je koncentrace „vandalů“ (návrh jiného typu zábradlí).

3.2 Poruchy způsobené dynamickým rázem

Skleněná zábradlí na zastávkách bývají umístěna převážně ve frekventovaných silnicích. V důsledku odstřelení kamínků různé velikosti od pneumatik dochází k bodovému porušení skleněné tabule. Na Ostravsku, v zimních měsících, jsou cesty sypany škvárou, která ještě častěji způsobuje porušení skla.

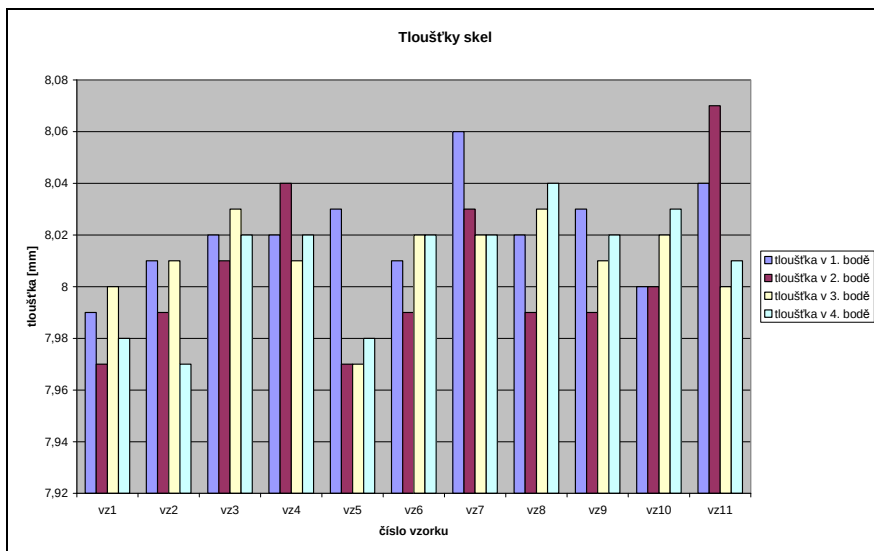
4 POPIS EXPERIMENTÁLNÍCH OHYBOVÝCH ZKOUŠEK

Měření jsme prováděli na 11 vzorcích bezpečnostního skla o rozměrech 600 x 1000 mm a tloušťce 8 mm. Délkové rozměry vzorků odpovídají 2/3 skutečným rozměrům zábradlí na zastávkách MHD. Rozměry vzorků byly upraveny s ohledem na rozměrové možnosti lisu EU 40.

Před samotným ohybovým zkoušením skleněných tabulí jsme provedli kontrolní přeměření tloušťek. Každý z jedenácti zkoumaných vzorků byl kontrolně přeměřen na čtyřech místech v polovině každé strany vzorku.

Tab. 1: Tloušťky zkoušených vzorků

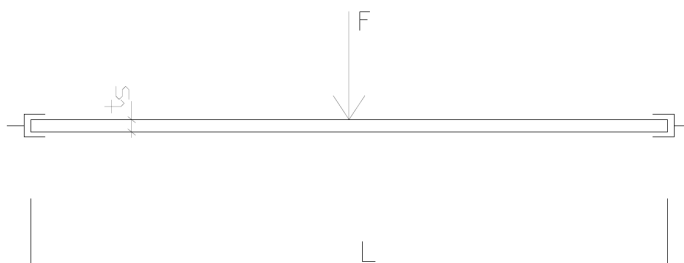
Označení vzorku	vz1	vz2	vz3	vz4	vz5	vz6	vz7	vz8	vz9	vz10	vz11
tloušťka v 1. bodě	7,99	8,01	8,02	8,02	8,03	8,01	8,06	8,02	8,03	8	8,04
tloušťka v 2. bodě	7,97	7,99	8,01	8,04	7,97	7,99	8,03	7,99	7,99	8	8,07
tloušťka v 3. bodě	8	8,01	8,03	8,01	7,97	8,02	8,02	8,03	8,01	8,02	8
tloušťka v 4. bodě	7,98	7,97	8,02	8,02	7,98	8,02	8,02	8,04	8,02	8,03	8,01
Průměrná tloušťka	7,99	7,995	8,02	8,023	7,99	8,01	8,03	8,02	8,01	8,01	8,03



Obr. 6: Tloušťky zkoušených vzorků

Námi zvolený postup přeměření tloušťek skla odpovídalo tloušťce 8 mm jen 4 naměřené hodnoty (9,09 %) ze všech naměřených hodnot. Dle normy ČSN EN 1279-5+A2 [3] bezpečnostní skla tl. 8 mm mají toleranci tloušťky $\pm 1,5$ mm. Tento požadavek splňují všechny zkoušené vzorky. Z tabulky a grafu (Tab. 1, Obr. 6) vyplývá, že i u každého vzorku byly naměřené různé tloušťky skel.

Samotné ohybové měření bezpečnostních skel bylo prováděno na zkušebním trhacím stroji typu EU 40, VEB WPM Leipzig, SRN, který je každoročně kalibrován (10. 3. 2010, 10. 3. 2011). Průhyb byl zaznamenáván zkušebním trhacím strojem EU 40, ověřování průhybů bylo prováděno analogovým deformetrem v místě 200 mm od okrajů skla pod zatěžovacím příčnickem. Ohybové zatížení bylo tříbodové po celé šířce zkoušeného skla, uchycení zkoušeného skla bylo dvěma úchyty na každé straně vzorku (viz Obr. 7). Rychlost zatěžování byla 0,1 kN/min.



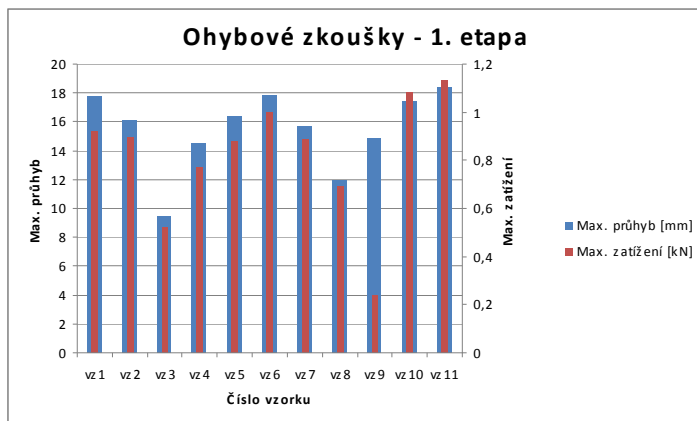
Obr. 7: Schéma zatěžování vzorků

První etapu měření jsme prováděli na neporušených vzorcích bezpečnostního skla, druhá etapa měření spočívala ve stejném způsobu zatěžování, ale už poškozených vzorků bezpečnostního skla, které byly porušeny předchozí etapou měření.

Kritériem pro ukončení 1. etapy měření bylo prasknutí spodního taženého skla nebo obou skel (Tab. 2, Obr. 8).

Tab. 2: 1. etapa měření- max. průhyb, max. zatížení

Označení vzorku	vz1	vz2	vz3	vz4	vz5	vz6	vz7	vz8	vz9	vz10	vz11
Max. průhyb [mm]	17,8	16,14	9,46	14,48	16,43	17,89	15,76	12	14,91	17,44	18,43
Max. zatížení [kN]	0,92	0,9	0,52	0,77	0,88	1	0,89	0,69	0,24	1,08	1,13



Obr. 8: 1. etapa měření- max. průhyb, max. zatížení

Všechny zkoumané vzorky bezpečnostního skla se skládají ze dvou skel stejné tloušťky, které jsou vzájemně spojeny prostřednictvím PVB fólie. PVB fólie zajišťuje soudržnost prasklých skel.

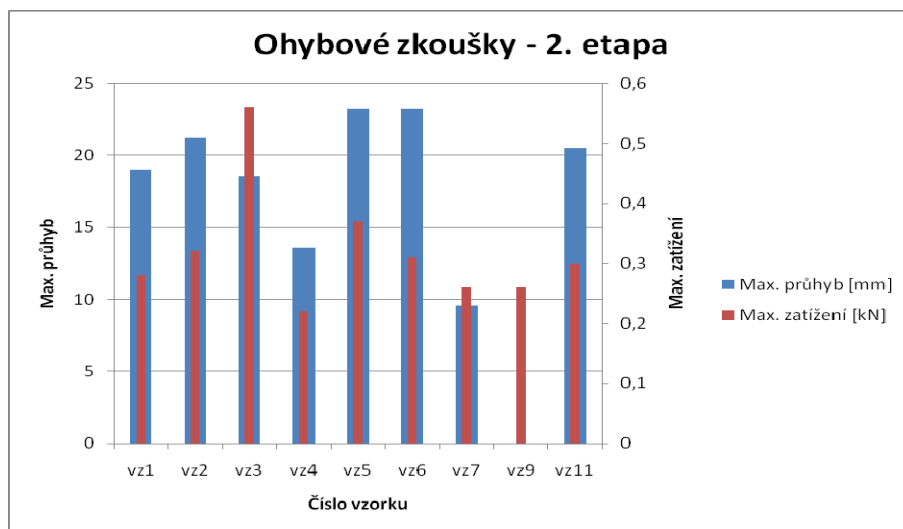
V první etapě měření z 11 vzorků praskly 2 vzorky (vz8, vz10) nestandardně. Nestandardní prasknutí spočívalo v porušení obou skel. Standardní prasknutí spočívalo v prasknutí spodního taženého skla. Maximální zatížení při porušení skla se pohybovalo od 0,24 kN do 1,13 kN, průměrná hodnota maximálního zatížení je 0,82 kN. Maximální průhyb při porušení skla byl od 9,46 mm do 18,43 mm. Průměrná hodnota konečné deformace byla 15,52 mm.

V druhé etapě měření byly použity vzorky z první etapy, u kterých prasklo jenom jedno sklo. Zatěžování vzorků v 2. etapě zatěžování probíhalo obdobně jako v 1. Etapě (Tab. 3, Obr. 9). Poloha skel v měřicím zařízení se nezměnila.

Vzorky (vz8, vz10) nebyly v 2. etapě měřeny, protože obě skla už praskla v 1. etapě měření. U vzorků (vz5, vz6) nebylo zjištěno maximální zatížení a průhyb při opětovném porušení vzorků. Příčinou byl nedostatečný rozsah měřicího zařízení. Kritériem pro ukončení měření 2. etapy bylo prasknutí nepoškozeného skla, což bylo limitováno rozsahem posunu příčnicku měřicího zařízení, který vyvolává zatížení.

Tab. 3: 2. etapa měření- max. průhyb, max. zatížení

Označení vzorku	vz1	vz2	vz3	vz4	vz5	vz6	vz7	vz9	vz11
Max. průhyb [mm]	18,94	21,2	18,6	13,6	23,2	23,2	9,55	14,41	20,5
Max. zatížení [kN]	0,28	0,32	0,56	0,22	0,37	0,31	0,26	0,26	0,3



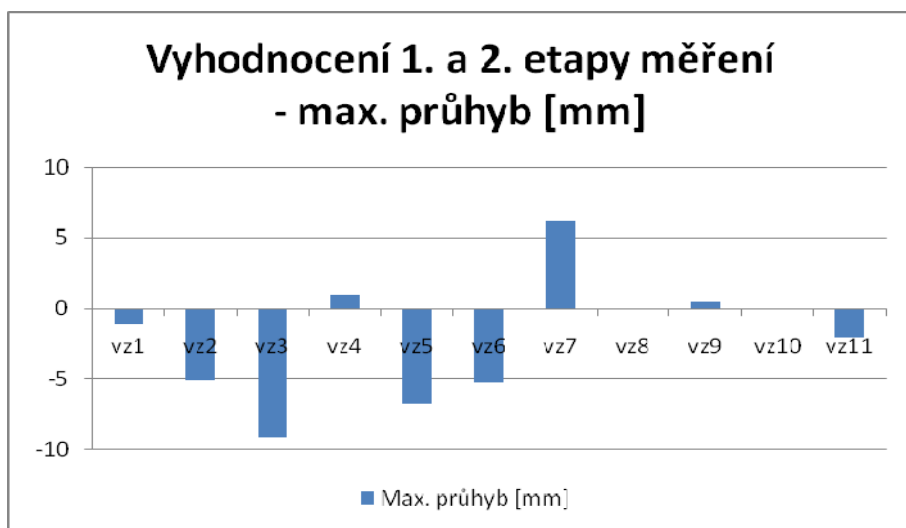
Obr. 9: 2. etapa měření- max. průhyb, max. zatížení

Maximální zatížení při porušení skla se pohybovalo od 0,22 kN do 0,56 kN, průměrná hodnota maximálního zatížení je 0,32 kN. Maximální průhyb při porušení skla byl od 9,55 mm do 23,2 mm (maximální možný průhyb na měřicím zařízení). Průměrná hodnota maximálního průhybu byla 8,6 mm.

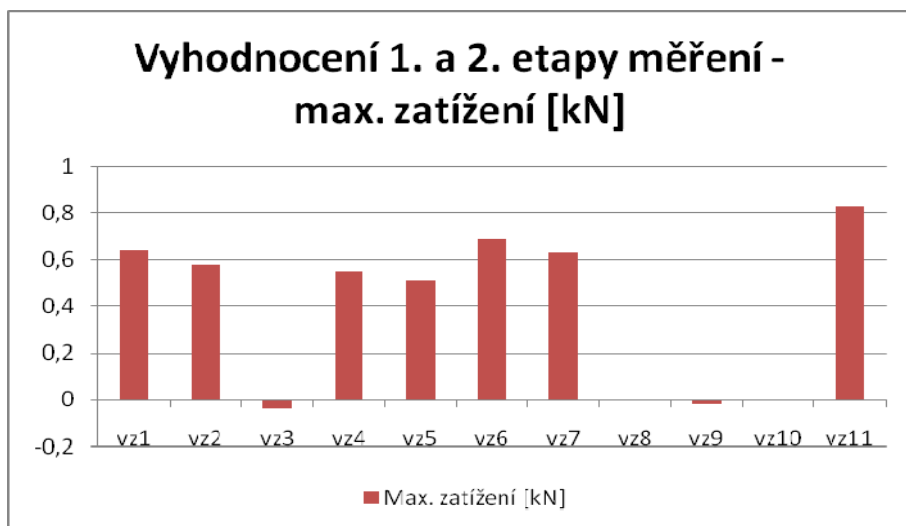
Tab. 4: Rozdíl v měření 1. a 2. Etapy naměřených vzorků

Označení vzorku	vz1	vz2	vz3	vz4	vz5	vz6	vz7	vz8	vz9	vz10	vz11
Max. průhyb [mm]	-1,14	-5,1	-9,1	0,89	-6,77	-5,3	6,21		0,49		-2,07
Max. zatížení [kN]	0,64	0,58	-0,04	0,55	0,51	0,69	0,63		-0,02		0,83

Rozdíly měření uvedené v Tab. 4 jsou rozdíly hodnot druhého měření od prvního měření. Záporné hodnoty uvedené v Tab. 4 představují situaci, kdy daný vzorek dosáhl vyšších hodnot v 2. etapě měření než v 1. etapě měření (Obr. 10, 11).



Obr. 10: Rozdíl v měření 1. a 2. etapy naměřených vzorků - maximální průhyb [mm]



Obr. 11: Rozdíl v měření 1. a 2. etapy naměřených vzorků - maximální zatížení [kN]

5 ZÁVĚR

Po srovnání obou měření jsme získali výsledky, které potvrzují, že porušené tabule skla jsou schopné přenést menší zatížení než sklo neporušené, a to v průměru o 51,18 % zatížení v porovnání s maximálním zatížením při 1. etapě měření. Naměřený průhyb byl u 2. etapy měření vyšší než u první etapy měření. Větší průhyb a menší únosnost u skla poškozeného z první etapy měření byly způsobeny prasklou tabulí skla, která snížila tuhost celého bezpečnostního skla. Porušení zkoumaných vzorku se nacházelo bezprostředně pod místem zatížení, tzn. uprostřed rozpětí.

PODĚKOVÁNÍ

Príspevek byl realizován za finanční podpory Specifického výzkumu, SP/2010211-Spolehlivost transparentních konstrukcí ze skla.

LITERATURA

- [1] ČSN EN 10025-2 Výrobky válcované za tepla z konstrukčních ocelí - Část 2: Technické dodací podmínky pro nelegované konstrukční oceli. Praha: ČNI, 2005.
- [2] ČSN EN ISO 12543-1 Sklo ve stavebnictví-Vrstvené sklo a vrstvené bezpečnostní sklo-Část 1: Definice a popis jednotlivých částí. Praha: ČNI, 2003.
- [3] ČSN EN 1279-1 Sklo ve stavebnictví - Izolační skla - Část 1: Obecné údaje, tolerance rozměrů a pravidla pro popis systémů. Praha: ČNI, 2010.

Oponentní posudek vypracoval:

Ing. Stanislav Zrza, Technický a zkušební ústav Praha, s. p.

Prof. Ing. Jindřich Melcher, DrSc., Ústav kovových a dřevěných konstrukcí, Fakulta stavební, VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

Jaroslav SOLAŘ¹

OCHRANA PODZEMNÍCH LINIOVÝCH STAVEB PROTI PRONIKÁNÍ METANU Z PODLOŽÍ

THE PROTECTION OF SUBTERRANEAN LINE CONSTRUCTIONS FROM INFILTRATION OF METHAN FROM SUBSOIL

Abstrakt

Metan se vyskytuje na zemském povrchu zpravidla na poddolovaném území, zejména v lokalitách, kde již bylo hlubinné dobývání ukončeno. Ochranu podzemních liniových staveb proti pronikání metanu z podloží zajistíme povlakovou izolací z vhodného typu polymerní fólie. Příspěvek pojednává o problematice návrhu izolace proti pronikání metanu z podloží do podzemních liniových staveb (např. kolektorů, šachet, jímek, zásobníků, vodojemů apod.).

Klíčová slova

Poddolované území, metan, podzemní liniové stavby, izolace proti pronikání metanu.

Abstract

Methan is located on the earth gen surface, usually in undermined areas, especially in localities where mining was ended. The protect of subterranean line buildings against the infiltration of methan can be provided by plague isolation of suitable type of polymer film. This contribution deals with suggestion of isolation against infiltration of methan into subterranean line buildings (e. g. into shafts, reservoirs, silos, water reservoirs etc).

Keywords

Undermined area, methan, subterranean line buildings, isolation against infiltration of methan.

1 ÚVOD

Mezi podzemní liniové stavby náleží zejména kolektory, šachty (např. armaturní), jímky, zásobníky, vodojemy. **K obecným požadavkům na podzemní liniové stavby patří:**

1. Statické požadavky.

2. Požadavky na hydroizolaci.

3. Požadavky na ochranu proti metanu.

V rámci tohoto příspěvku bude pojednáno pouze o problematice ochrany proti pronikání metanu.

2 POŽADAVKY NA OCHRANU PROTI PRONIKÁNÍ METANU

Metan se vyskytuje na zemském povrchu zpravidla na poddolovaném území, zejména v lokalitách, kde již bylo hlubinné dobývání ukončeno. A to v okolí starých důlních děl, která nejsou

¹ Doc. Ing. Jaroslav Solař, Ph.D., Katedra pozemního stavitelství, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 32 1301, e-mail: jaroslav.solar@vsb.cz.

větrána, kde důlní plyny pronikají skrze propustnost nadložních vrstev na zemský povrch. Poddolovaným územím se v souladu s ČSN 73 0039 [1] rozumí území v dosahu účinků hlubinného dobývání. Problém spočívá ve skutečnosti, že směs metanu se vzduchem může vytvořit výbušnou nebo hořlavou koncentraci. Výbušná koncentrace metanu, v závislosti na obsahu plynu ve směsi se vzduchem, se pohybuje přibližně v rozmezí 5 – 15%.

3 POVLAKOVÁ IZOLACE PROTI PRONIKÁNÍ METANU Z PODLOŽÍ

Ochranu podzemních liniových staveb proti pronikání metanu z podloží zajistíme povlakovou izolací z vhodného typu polymerní fólie. Povlaková izolace proti pronikání metanu z podloží se provede na všech kontaktních konstrukcích, které jsou v kontaktu s podložím, tedy po celém obvodu. Povlaková izolace radikálním způsobem snižuje difúzi metanu skrze kontaktní konstrukce dovnitř objektu: A to v závislosti na hodnotě jejího součinitele difúze D [$\text{m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$] pro metan.

Zároveň je nutno zajistit minimální hodnotu intenzity výměny vzduchu v podzemním objektu, a to $n_{\text{min},N} = 0,1 \text{ h}^{-1}$. To proto, aby nemohlo docházet ke kumulaci metanu v prostoru podzemního objektu. **Pro návrh povlakové izolace proti pronikání metanu z podloží platí následující zásady:**

1. **Pokud bude podzemní objekt situován na poddolovaném území**, musí být v rámci projektu rovněž řádně vyřešena odolnost protitetanové izolace proti účinkům poddolování v souladu s ČSN 73 0039 [1].
2. **Izolace proti pronikání metanu je zároveň hydroizolací**. Musí být tedy navržena v souladu s ČSN P 73 0606 [4] a ČSN P 73 0600 [3].
3. **Izolace se navrhne z vhodné polymerní fólie**. Návrh tloušťky izolace se doloží výpočtem (viz kap. 3. 1).

Na základě dosavadních měření součinitelů difúze metanu D_m [$\text{m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$] je možno konstatovat:

- Jako nejvhodnější materiály se jeví fólie na bázi vysokohustotního polyetylénu (PE-HD) a polypropylénu (PP). To proto, že vykazují velmi nízké hodnoty součinitelů difúze metanu D_m [$\text{m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$].

Příklady hodnot součinitelů difúze metanu D_m u některých materiálů jsou uvedeny v tab. 1.

Izolační materiál musí splňovat následující požadavky:

- a) **Musí mít stanoven součinitel difúze metanu D_m [$\text{m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$], a to jak v ploše, tak také ve spoji**.
Je nepřijatelné, například u fóliových izolačních systémů nahrazovat svařované spoje pomocí samolepících pásek, jejichž těsnost může být z hlediska pronikání metanu problematická.
- b) **Tažnost izolačního materiálu** musí být taková, aby izolace byla schopna přenést mezní deformace, které jsou pro určitý typ konstrukce uvedeny v ČSN 73 1001 [6]. Pokud bude objekt ovlivněn účinky poddolování, musí být izolace schopna přenést také deformace v důsledku účinků poddolování, pokud je objekt zajištěn konstrukčním systémem poddajným nebo smíšeným podle ČSN 73 0039 [1]. V případě zajištění na principu tuhosti zde zpravidla problém nebude.
- c) **Trvanlivost izolačního materiálu** musí odpovídat předpokládané životnosti stavby.
- d) **Izolační materiál musí splňovat všechny požadavky, které vyplývají z konkrétních podmínek na staveništi** (odolnost proti mechanickému namáhání, koroznímu namáhání, apod.).

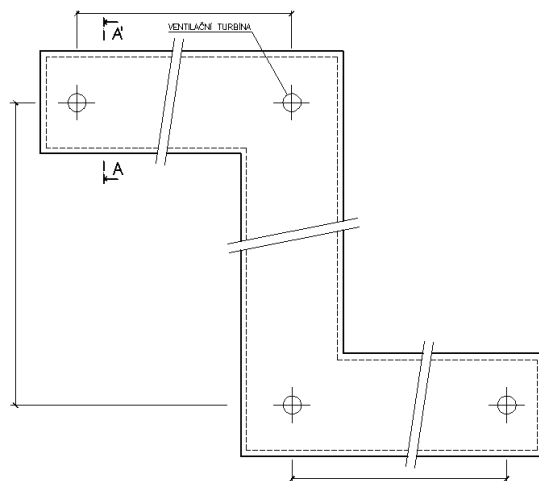
Tab. 1: Hodnoty součinitele difúze metanu D_m

Izolace			D [m ² s ⁻¹]	
Název	Výrobce - dodavatel	Typ	Plocha	Spoj
Asfaltové pásy				
FOALBIT AL - SR S 40	Icopal, s. r. o. Praha		3,877.10 ⁻⁹	3,108.10 ⁻⁸
FOALBIT AL - S 40	Icopal, s. r. o. Praha		1,196.10 ⁻⁸	7,539.10 ⁻⁸
Paraplast M PV S 50-15 AB	Parabit Technologies, s. r. o. Zbuzany		5,814.10 ⁻⁹	1,194.10 ⁻⁷
Fólie				
Penefol 950	Lithoplast, s. r. o. Brno	PEHD	3,461.10 ⁻¹²	4,223.10 ⁻¹²
Junifol	Juta, a. s. Dvůr Králové	PEHD	3,27.10 ⁻¹²	
Oldroyd	Oldroyd systemer A/S, 3766 Sannidal Norway, do ČR dováží: Izohelp, s. r. o. Liberec	PP	8,147.10 ⁻¹²	4,806.10 ⁻¹²
Penefol 800	Lithoplast, s. r. o. Brno	PELD	2,35.10 ⁻¹⁰	neměřeno
Fatrafol 803	Fatra Napajedla	mPVC	4,617.10 ⁻¹⁰	4,538.10 ⁻⁹
R-fol 950	PK IZOLACE, s. r. o. Herálec	PEHD	3,51.10 ⁻¹²	9,42.10 ⁻¹²
R-fol 900	PK IZOLACE, s. r. o. Herálec	PEHD	1,01.10 ⁻¹¹	1,15.10 ⁻¹¹
R-fol 800	PK IZOLACE, s. r. o. Herálec	PEHD	1,11.10 ⁻¹¹	3,59.10 ⁻¹¹
Fatrafol 806	Fatra Napajedla	mPVC	4,05.10 ⁻¹²	9,35.10 ⁻¹²
F 635-15	Sarnafil	mPVC	2,16.10 ⁻¹¹	6,16.10 ⁻¹¹
G 476-15	Sarnafil	mPVC	4,01.10 ⁻¹¹	5,74.10 ⁻¹¹
TG 68-20	Sarnafil	mPVC	1,87.10 ⁻¹¹	2,73.10 ⁻¹¹
Cementová malta				
Cementová malta (těžené kamenivo)			7,64.10 ⁻⁵	----
Cementová malta (drcené kamenivo)			3,63.10 ⁻⁶	----

- Veškeré **prostupy izolací** proti průniku metanu musí být řešeny pomocí **ocelových plášťových trub s navařenými pevnými přírubami**, kde se izolační povlak sevře mezi pevnou a volnou přírubou. Prostor mezi plášťovou troubou a prostupujícím potrubím či kabelem se vyplní vhodným plynotěsným těsněním (např. trvale pružným tmelem, pryžovými profily, apod.). Zde je možno uplatnit stejné zásady, které platí pro izolace proti průniku radonu, a to požadavky kap. 6. 8 v ČSN 73 0601 [5].
- Pod vodorovnou izolací se provede podkladní vrstva** – podkladní beton (třída betonu C 12/15) o minimální tloušťce 100 mm.
- Na poddolovaném území** je možno podkladní beton doplnit, z důvodu snížení smykových napětí v základové spáře, také kluznou spárou tak, jak je popsáno v ČSN 73 0039 [1], popřípadě reologickou kluznou spárou. Smyková napětí v základové spáře a pod podkladním betonem je možno částečně snížit také položením vhodné separační vrstvy (např. geotextilie) pod vrstvu podkladního betonu, tedy přímo na terén, nebo na šterkopískový polštář.
- Podkladní beton se provede buďto:**
 - Přímo na rostlý terén – u propustného podloží z hlediska podzemní vody.
 - Na šterkopískový polštář – v případě nepropustného podloží z hlediska podzemní vody (v případě zemin o hodnotě součinitele propustnosti $k \geq 1.10^{-4}$ m.s⁻¹ – viz ČSN P 73 0600 [3]. Tloušťka šterkopískové vrstvy – min. 200 mm. Rovinnost a vlhkost podkladu musí respektovat druh použité izolačního materiálu. Ty jsou zpravidla předepsány příslušnými výrobci.

8. **Pro ochranu izolace, její provádění a přejímku** platí obecně zásady jako v případě hydroizolací.
9. **Při aplikaci povlakové izolace je vhodné provést** zásypy kolem podzemních objektů a nad nimi použít materiály s vysokou plynopropustností, tzn. zeminou šterkovitou nebo písčitou třídy G1, G2, G3, S1, S2, S3 podle ČSN 73 1001 [6].
10. Pokud je to možné, **nepoužívat nad podzemními objekty a v jejich nejbližším okolí ve větších plochách terénní úpravy z materiálů, které mají nízkou plynopropustnost** (např. asfalt, beton, apod.).
11. **Pro zajištění výměny vzduchu v podzemním objektu se do jeho stropní konstrukce osadí ventilační turbíny.** Viz obr. 1. Ty je vhodné osadit zejména v místech změn směru. Jejich maximální vzdálenosti se navrhnou v závislosti podle velikosti turbín.

Rychlost proudění vzduchu je možno zvýšit například ventilačními turbínami typu Lomanco, apod., které se umístí v určitých vzdálenostech od sebe. Jejich otáčení je způsobeno vanutím větru. Otáčení turbín pak vyvolává proudění vzduchu v kolektoru. V současné době se již vyrábějí také turbíny se zabudovaným ventilátorem, který zajistí jejich funkci při minimálních rychlostech větru a za bezvětrí (na území ČR je ze statistického hlediska bezvětrí přibližně čtvrt roku). Cenové náklady za energii pro pohon ventilátoru jsou minimální.



Obr. 1: Příklad půdorysného umístění ventilačních turbín v kolektoru

3.1 Dimenzování tloušťky povlakové izolace proti pronikání metanu

Návrh druhu a tloušťky povlakové izolace proti pronikání metanu závisí také na dalších požadavcích, které má izolace splňovat (viz výše). Z tohoto důvodu musí být provedeno její komplexní posouzení z hlediska všech funkcí, které budou na ni kladeny v konkrétních podmínkách.

Níže uvedený postup návrhu tloušťky povlakové izolace proti pronikání metanu byl sestaven na základě [9], ze které byly převzaty vztahy (2) a (4). Tento postup umožňuje navrhnout minimální potřebnou tloušťku izolace $b_{\min.}$ [m] tak, aby intenzita hmotnostního toku metanu přes izolaci dovnitř podzemního objektu Q_m byla menší, než je její maximální dovolená hodnota $Q_{m, \max}$.

a) Minimální potřebnou tloušťku izolace $b_{\min.}$ [m] proti pronikání metanu určíme ze vztahu:

$$b_{\min.} = D_m \cdot \frac{A \cdot (v_1 - v_2)}{n \cdot V \cdot v_2} \quad [\text{m}] \quad (1)$$

kde: D_m [$\text{m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$] – součinitele difúze metanu
 v_1 [%] – koncentrace metanu vycházejícího z podloží
 v_2 [%] – maximální přípustná koncentrace metanu za izolací (uvnitř objektu)
 A [m^2] – celková plocha konstrukcí, které jsou v kontaktu s podložím – viz vztah (3)
 V [m^3] – celkový objem posuzované místnosti
 n [s^{-1}] – intenzita větrání infiltrací u posuzované místnosti

Do vztahu (1) dosazujeme následující hodnoty:

- $v_2 = 1 \cdot 10^{-3}$, tedy 0,1 % (viz kap. 1).
- Hodnotu v_1 pak dosazujeme hodnotou 100 %. (Výpočet tak bude na straně bezpečnosti).
- Hodnotu D_m [$\text{m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$] dosadíme podle konkrétního izolačního materiálu. A to z naměřených hodnot v ploše a ve spoji hodnotu nepříznivější, tedy hodnotu vyšší.
- Z bezpečnostních důvodů dosadíme hodnotu $n = 0,05 \text{ h}^{-1}$ ($n = 1,39 \cdot 10^{-5} \text{ s}^{-1}$), tedy hodnotu poloviční než je $n_{\min,a} = 0,1 \text{ h}^{-1}$.

Celkovou plochu konstrukcí A [m^2], které jsou v kontaktu s podložím, vypočteme ze vztahu:

$$A = A_p + A_s + A_{\text{strop}} \quad [\text{m}^2] \quad (2)$$

kde: A_p [m^2] – plocha podlahy, která je v kontaktu s podložím
 A_s [m^2] – celková plocha všech stěn, které jsou v kontaktu s přilehlou zeminou
 A_{strop} [m^2] – celková plocha stropu podzemní místnosti

Poznámka:

1. Hustota metanu je sice nižší než hustota vzduchu a není tedy předpoklad, že by mohlo docházet k jeho difúzi do podzemních objektů skrze stropní konstrukce. Nicméně na stropě musí být provedena hydroizolace proti gravitační vodě. Je vhodné, aby tato byla provedena ze stejného materiálu, jako podlaha a stěny.
2. Částečnou difúzi skrze konstrukci stropu však nelze úplně vyloučit například v místech, kde bude nad podzemní stavbou provedena nepropustná vrstva (např. asfaltová či betonová plocha), pod níž může docházet k jeho kumulaci.
3. Zahrnutím plochy stropu do výpočtu bude tento na straně bezpečnosti.

b) Dobu t_k [s], za kterou vzroste koncentrace metanu v místnosti na kritickou hodnotu koncentrace metanu $v_{2,\text{krit.}} = 4$ % vypočteme ze vztahu:

$$t_k = \frac{V \cdot b}{D_m \cdot A} \cdot \ln \frac{v_1 - v_2}{v_1 - v_{2,\text{krit.}}} \quad [\text{s}] \quad (3)$$

Kde: b [m] – navržená skutečná tloušťka izolace,
 $v_{2,\text{krit.}}$ [%] – kritická koncentrace metanu. Dosazujeme vždy $v_{2,\text{krit.}} = 4$ %.

Význam ostatních veličin je stejný jako u vztahu (1).
Doba t_k se počítá za předpokladu hodnoty intenzity větrání $n = 0$.

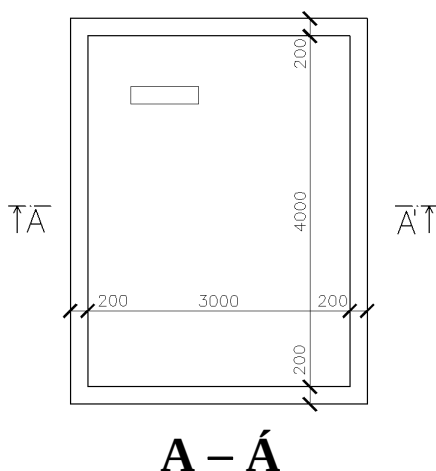
Musí být splněna podmínka:

$$t_k \geq 30 \text{ dní} \quad (4)$$

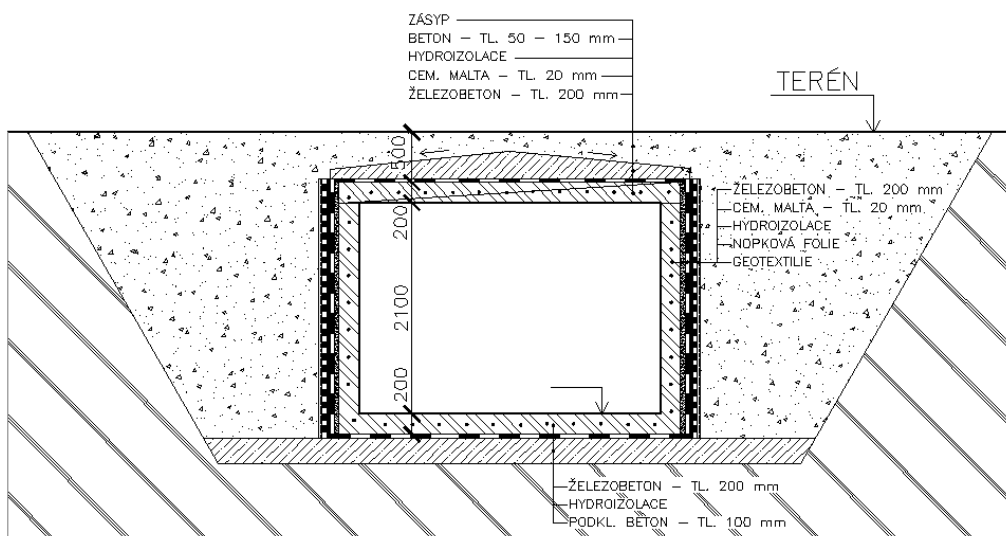
3.2 Příklady návrhu izolace proti pronikání metanu z podloží

a) Podzemní místnost (např. armaturní komora)

Uvažujme novostavbu armaturní komory veřejného vodovodu. Půdorys objektu je patrný z obr. 2, řez je znázorněn na obr. 3. Objekt se nachází pod úrovní terénu. Výškové poměry jsou znázorněny na obr. 3. Objekt bude větrán ventilační turbínou umístěnou v přilehlém kolektoru, který je na armaturní komoru napojen.



Obr. 2: Půdorys podzemního objektu armaturní komory



Obr. 3. Řez A-A

1. Vypočteme základní geometrické charakteristiky

Celkový objem podzemní místnosti: $V = 3,0 \cdot 4,0 \cdot 2,1 = 25,2 \text{ m}^3$

Celková plocha konstrukcí, které jsou v kontaktu s podložím:

$$A = A_p + A_s + A_{\text{strop}} = 2 \cdot (3,0 \cdot 4,0 + 3,0 \cdot 2,1 + 4,0 \cdot 2,1) = 53,4 \text{ m}^2$$

$$t_k = \frac{V \cdot b}{D_m \cdot A} \cdot \ln \frac{v_1 - v_2}{v_1 - v_{2,krit.}} = \frac{202,1,1,3 \cdot 10^{-3}}{4,223 \cdot 10^{-12} \cdot 721,4} \cdot \ln \frac{1 - 0,001}{1 - 0,04} = 3\,434\,234 \text{ s}$$

tj. 39 dní > 30 dnů ⇒ navržená tloušťka fólie b = 1,3 mm vyhovuje

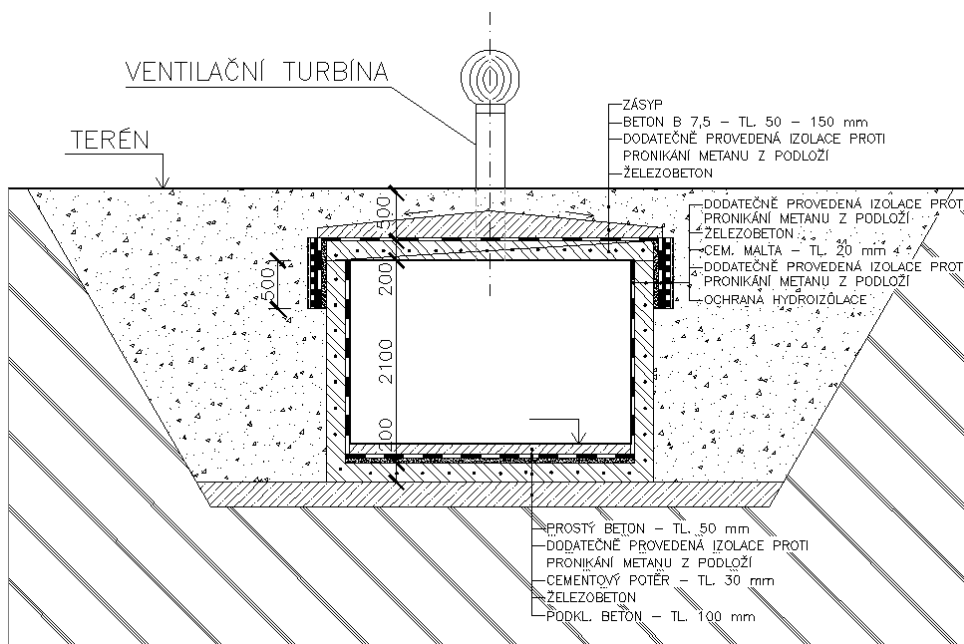
Poznámka: Vzhledem k tomu, že izolace proti pronikání metanu je zároveň také hydroizolací, bude nutno, v závislosti na konkrétních podmínkách hydrofyzikálního namáhání, porovnat tloušťku protimetanové, resp. hydroizolační fólie s požadavky ČSN 73 0606 [4].

4 DODATEČNÁ OPATŘENÍ U STÁVAJÍCÍCH PODZEMNÍCH STAVEB

U stávajících podzemních staveb, u kterých byla zjištěna nebezpečná koncentrace metanu, bude třeba realizovat následující opatření:

1. **Provede se dodatečná izolace proti pronikání metanu na dně a obvodových stěnách podzemního objektu.**
2. **Následně po realizaci stropu se provede izolace proti pronikání metanu také na stropě s přetažením na svislé stěny do hloubky min. 500 mm.** Viz obr. 6. Dimenze protimetanové izolace se určí výpočtem (viz výše).
3. **Do konstrukce stropu se osadí ventilační turbína (resp. turbíny).** Jejich velikost a počet se navrhne v závislosti na velikosti podzemního objektu.

Pokud se bude jednat o liniový podzemní kolektor, pak bude vhodné osadit ventilační turbíny také v místech ohybů. Viz obr. 4 a 6.



Obr. 6: Princip řešení dodatečných úprav u stávajícího podzemního kolektoru

LITERATURA

- [1] ČSN 73 0039 Navrhování objektů na poddolovaném území (1989).
- [2] ČSN 73 0039 Navrhování objektů na poddolovaném území (1989).
- [3] Bradáč J.: Účinky poddolování a ochrana objektů. Díl první. EXPERT – Technické nakladatelství Ostrava, 1996.
- [4] ČSN 73 0600 Hydroizolace staveb – Základní ustanovení (2000).
- [5] ČSN 73 0606 Hydroizolace staveb – Povlakové hydroizolace – Základní ustanovení (2000).
- [6] ČSN 73 0601 Ochrana staveb proti radonu z podloží (2006).
- [7] ČSN 73 1001 Základová půda pod plošnými základy (1987).
- [8] ČSN 75 6101 Stokové sítě a kanalizační přípojky (2004).
- [9] Bradáč J.: Účinky poddolování a ochrana objektů. Díl druhý. Dům techniky Ostrava, spol. s r. o., květen 1999. ISBN 80-02-01276-3.
- [10] Blaha A., Fojtů D.: Metodika posuzování postačitelnosti protiplynové izolace proti pronikání metanu z podloží do stavebních objektů. Univerzita Tomáše Bati ve Zlíně, červenec 2003. Nепublikováno.

Oponentní posudek vypracoval:

Doc. Ing. Martin Jiránek, CSc., Fakulta stavební, ČVUT Praha.

Ing. Michael Balík, CSc., Odvlhčování staveb, Praha.

Pavel ŠMÍRA¹, Jan ŠTĚPÁNEK²

**TERMOSANACE A JEJÍ PRAKTICKÉ VYUŽITÍ NA PŘÍKLADĚ HORNÍHO KOSTELA
VE VELKÉ LHOTĚ U DAČIC**

**THERMAL TREATMENT AND ITS PRACTICAL UTILIZATION USING THE CHURCH
„HORNÍ KOSTEL“ IN VELKÁ LHOTA NEAR DAČICE AS AN EXAMPLE**

Abstrakt

Metoda termosanace spočívá v nahřátí dřevěných konstrukcí napadených dřevokazným hmyzem. Při dosažení teploty 55 °C dochází k likvidaci dřevokazného hmyzu ve všech jeho stádiích – vajíčko, larva, kukla, brouk. Dochází ke koagulaci bílkovin, kterými je tvořen dřevokazný hmyz, a aby byla tato podmínka 100% splněna, musí se napadené dřevěné prvky zahřívat po dobu minimálně jedné hodiny v celém jejich průřezu.

Klíčová slova

Horkovzdušná sterilizace, termosanace, likvidace dřevokazného hmyzu, koagulace bílkovin.

Abstract

The thermal sanitation method consists in warming of wooden structures infested with wood borers. When the temperature reaches 55°C, wood borers at all stages are liquidated - egg, larva, chrysalis, beetle. Proteins, which make up the wood borers, coagulate and in order to meet this condition 100%, the infested wooden elements have to be warmed up for at least one hour throughout the it whole cross-section.

Keywords

Hot-air sterilization, thermal sanitation, liquidation of wood borers, coagulation of proteins.

**1 HORKOVZDUŠNÁ SANACE – TERMOSANACE – ÚČINNÁ METODA
K OCHRANĚ DŘEVOKAZNÝM HMYZEM NAPADNUTÝCH DŘEVĚNÝCH
KONSTRUKCÍ**

1.1 Úvod

Metoda termosanace, jak již sám název napovídá, spočívá zjednodušeně v nahřátí dřevěných konstrukcí napadených dřevokazným hmyzem, čímž při splnění přesně daných podmínek dojde k jejich úhynu. Těmito podmínkami je myšleno především dosažení teploty 55 °C, při níž dochází k likvidaci dřevokazného hmyzu a to ve všech jeho stádiích – vajíčko, larva, kukla, brouk. Teplota 55 °C je hraniční teplota pro koagulaci bílkovin, kterými je tvořen dřevokazný hmyz, jako je například tesařík krovový (*Hylotrupes bajulus*), červotoč proužkovaný (*Anobium punctatum*), červotoč kostkovaný (*Xestobium rufovillosum*), hrbohlav hnědý (*Lyctus brunneus*). Aby byla tato podmínka 100% splněna, musí se napadnuté dřevěné prvky zahřát na požadovanou teplotu minimálně 55 °C po dobu minimálně jedné hodiny v celém svém konstrukčním průřezu. Této teploty v sanované

¹ Ing. Jan Šmíra, Thermo Sanace s.r.o., Chamrádova 475/23, 718 00 Ostrava – Kunčičky, (+ 420) 602 714 382 / (+420) 596 237 251 info@thermosanace.eu, www.thermosanace.eu.

² Ing. Jan Štěpánek, Thermo Sanace s.r.o., Chamrádova 475/23, 718 00 Ostrava – Kunčičky, (+420) 596 237 251, info@thermosanace.eu, www.thermosanace.eu.

konstrukci (např. krov, trámové stropy, aj.) se dosahuje regulovaným vháněním horkého vzduchu o teplotě maximálně 120 °C po dobu několika hodin [1].

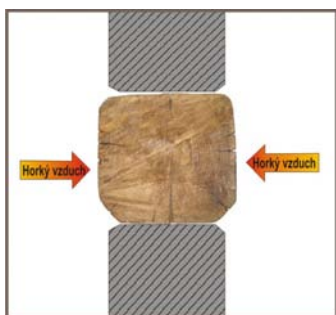
Ačkoliv je horkovzdušná sterilizace (termosanace) v České republice naprostou novinkou, v Německu je tato metoda známa[2] a úspěšně využívána již od roku 1930.

1.2 Rozsah použití

Likvidace dřevokazného hmyzu termosanací má smysl pouze při aktivním napadení hmyzem. Důkazem aktivního napadení je nález živých larev či brouků, akustické zvuky hmyzu, čerstvé piliny nebo výletové otvory se světlými okraji. Pokud tyto projevy chybí, nemusí ještě znamenat, že dřevo není napadeno.

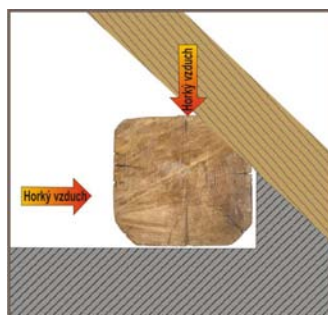
Metoda má velký význam především u památkově chráněných dřevěných konstrukcí, krovů [1] či dřevěných stropů, jelikož při ní není žádným destruktivním způsobem zasahováno do sanované konstrukce. Jediným předpokladem metody je skutečnost, že horký vzduch musí působit alespoň na dvě strany ošetřovaného dřeva (obr. 1 a 2), čímž je zaručeno dosažení teplot uprostřed profilu zahřívání trámové konstrukce a možnost proudění horkého vzduchu. Metoda je velkým přínosem především po stránce ekonomické, jelikož i při velkém rozsahu napadení a včasném zásahu termosanací se nemusí vyměňovat nebo nahrazovat poškozené prvky za novou konstrukci.

Je nutno podotknout, že termosanace v daný moment zaručí 100% úhyn dřevokazného hmyzu, nikoliv však jeho opětovné napadení. Z tohoto důvodu musí být po termosanaci zajištěna ochrana preventivním nátěrem dřeva proti napadení některými z biologických dřevokazných škůdců [1].



Zahřívání ze dvou stran, varianta I:

Obr. 1: Požadované teploty lze dosáhnout při dostatečně dlouhém zahřívání



Zahřívání ze dvou stran, varianta II:

Obr. 2: Bod měření se nachází na chladné straně v rohu (např. pozednice)

1.3 Technické provedení

Technické provedení likvidace dřevokazného hmyzu horkým vzduchem je možno rozdělit do následujících fází [1]:

- Průzkum dřevěné konstrukce napadené dřevokazným hmyzem určené k termosanaci;
- Likvidace dřevokazného hmyzu horkým vzduchem – vlastní termosanace;
- Dodatečné chemické ošetření dřeva.

Průzkum dřevěné konstrukce napadené dřevokazným hmyzem

Vlastní termosanaci musí předcházet dostatečné seznámení s objektem a konstrukcí určenou k horkovzdušnému ošetření. Na základě odborného posudku příslušných znalců se provede určení rozsahu napadení. Pokud dřevo bylo již dříve chemicky ošetřeno, musí být zaručeno, že účinnost chemického prostředku nebude termosanací ovlivněna.

Důležitým faktorem je rovněž seznámení s technickými podmínkami daného objektu, jako je jeho dostupnost, rozměrové parametry a materiálová charakteristika okolních konstrukcí.

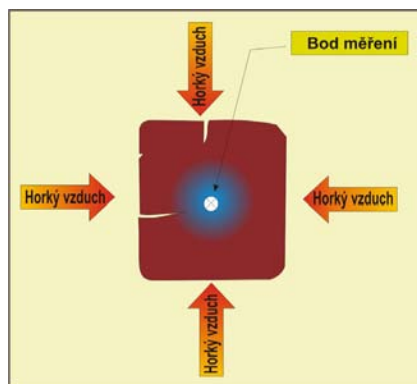
Likvidace dřevokazného hmyzu horkým vzduchem – vlastní termosanace

Před vlastním započítím vhánění vzduchu do sanovaného prostoru je třeba provést v zájmovém prostoru důkladné odstranění veškerých materiálů a předmětů, které neodolávají vyšším teplotám a odstranění všech nečistot, prachu a úlomků dřeva. Pro zvýšení účinku horkovzdušné metody je nutno utěsnit veškeré netěsnosti (vikýře, okna, aj.) například pomocí přírodní izolace z ovčí vlny [1].

Aby byla prováděná metoda transparentní, je při jejím provádění nutno důsledně kontrolovat aktuální teplotu v prostoru sanované konstrukce i přímo jejich sanovaných prvků. Tento faktor je důležitý jednak jako důkaz, že termosanací došlo k prohřátí konstrukce na požadovanou teplotu, tedy úhynu dřevokazného hmyzu [1], a jednak z hlediska požární ochrany. K tomuto účelu jsou využívány speciálně upravené kapalinové teploměry, které se pomocí destruktivní metody zavedou do středu průřezu (trámu) a utěsní izolací z ovčí vlny, aby nedošlo ke zkreslení výsledků. Modernější a bezpečnější metodou je využití elektronických čidel pro měření teploty - termočlánky, (obr. 3). Ty mají dokonce menší průměr než klasické kapalinové teploměry a při jejich užití je možno sledovat aktuální hodnoty teploty vybraných prvků z bezpečné vzdálenosti mimo ohříváný prostor, kde dosahují teploty vzduchu 90 °C až 120 °C.



Obr. 3: Měření pomocí elektrického teploměru, ukázka v řezu



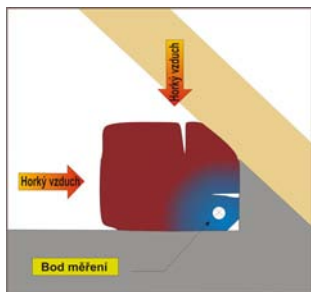
Obr. 4: Poloha bodu měření je totožná s geometrickým středem

Výběr míst pro měření se dokumentuje v tepelně nejnepříznivějších bodech ošetřovaného dřeva. Tyto body nemusí být vždy totožné s geometrickým středem. V závislosti na poloze a počtu zahříváných vnějších ploch mohou ležet i daleko od tohoto středu (**obr. 4 a 5**). Dalšími faktory jsou poloha místa v rámci sanovaného prostoru, blízkost otvorů či nižší intenzita proudění vzduchu. Doba zahřívání dřevěných profilů závisí na jejich rozměrech, na počtu ohříváných stěn a na venkovní teplotě [3].

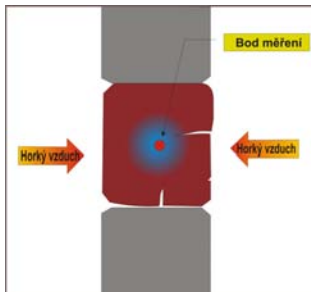
Dosažené teploty musí být protokolovány, přičemž konečné odečtení by mělo být provedeno za přítomnosti investora. Protokol o měření by měl být potvrzen osobou odpovědnou za termosanaci i investorem.

Zahřívání ze čtyř stran:

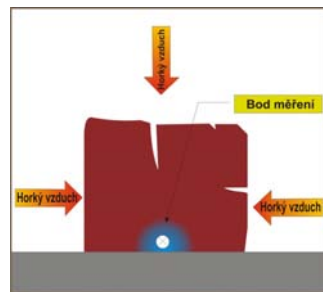
Pokud nelze profil zahřívát ze všech čtyř stran, ale pouze ze dvou nebo ze tří, odpovídají body měření obrázkům **5 až 7**.



Obr. 5: Zahřívání ze tří stran
- bod měření se nachází
na chladné straně
(např. podlahový trám).



Obr. 6: Zahřívání ze dvou stran
- poloha bodu měření je totožná
s geometrickým středem.
Požadované teploty lze dosáhnout
při dostatečně dlouhém zahřívání.



Obr. 7: Zahřívání ze dvou stran
- poloha bodu není totožná
s geometrickým středem.
Bod měření se nachází
na chladné straně
v rohu (např. pozednice).

Počet bodů měření při termosanaci musí odpovídat velikosti prostoru a jeho uspořádání. V prostorech do velikosti 200 m³ je doporučeno stanovit alespoň 6 bodů měření. Pro každých dalších 200 m³ je nutno přidat nejméně 2 body. Kromě toho je třeba umístit nejméně 2 termočlánky pro měření teploty vzduchu v místech s očekávanou nejvyšší teplotou mimo hlavní proud. Při zahřívání obtížně přístupných míst je třeba instalovat další termočlánky.

Z důvodu požární bezpečnosti v sanovaném prostoru je stanoven teplotní limit 120 °C, který nesmí horký vzduch na výstupu překročit. Výstupní otvor přírodního potrubí je nutno udržovat v bezpečnostní vzdálenosti od okolních konstrukcí. V případě blízkosti tepelně citlivých stavebních konstrukcí (štukové stropy, omítky, pásy asfaltové lepenky apod.) je nutno teplotu regulovat a vhnět do sanovaného prostoru teplotu jen okolo 80 °C až 90 °C. K tomuto účelu může efektivně pomoci využití termokamery, jíž se sleduje nahřívání prostor zvenčí. Nezávisle na měření teploty je nutností pravidelných vizuálních kontrol sanované konstrukce i přilehlých prostor zodpovědnou osobou.

U obtížně ošetřitelných objektů lze jako dodatečnou kontrolu a ujištění investora o efektivitě metody během termosanace použít vzorky s živými larvami likvidovaného hmyzu. Vzorky se umístí do kontrolních bloků, odpovídající velikosti konstrukčních prvků, nebo přímo do původního dřeva. Kontrolu úspěšného usmrcení živých vzorků provádějí nezávislé instituce [4].

Na závěr úspěšně provedené horkovzdušné sterilizace musí být celý tento proces pro investora náležitě zdokumentován. Je mu vystaven protokol o vlastní termosanaci [3], ve kterém jsou popsány jednotlivé teploty a body měření v sanovaném objektu.

Dodatečné chemické ošetření dřeva

Jak již bylo v úvodu řečeno, termosanací nelze dosáhnout preventivní ochrany dřeva, proto je třeba provedení preventivní chemické ochrany, například přípravkem Bochemit Plus. Pokud je termosanací ošetřováno dřevo starší než 60 let je možno zvážit nutnost chemické ochrany, protože s postupujícím stářím dřeva pravděpodobnost napadení klesá.

2 HORKOVZDUŠNÁ SANACE KROVU HORNÍHO KOSTELA VE VELKÉ LHOTĚ U DAČIC

Praktické využití termosanace (horkovzdušné sanace) představíme na případě historického krovu památkově chráněného tolerančního Horního kostela ve Velké Lhotě u Dačic (obr. 8 a 9), okr. Jindřichův Hradec, který byl napaden tesaříkem krovovým (*Hylotrupes bajulus*).

2.1 Zadání

Zadáním požadavku Farního sboru ve Velké Lhotě u Dačic bylo provedení horkovzdušné sanace krovu a klenutého bedněného stropu Horního kostela ve Velké Lhotě u Dačic, okr. Jindřichův Hradec. Ten byl dle odborného posudku Ing. Jiřího Bláhy, Ph.D. a Ing. Michala Kloibera, Ph.D., ze dne 15. července 2010, napaden tesaříkem krovovým (*Hylotrupes bajulus*). Metoda termosanace byla zvolena vzhledem k památkovému charakteru objektu, nulovým mechanickým zásahům do původní

dřevěné konstrukce krovu kostela a, v porovnání s ostatními metodami, i k nižším ekonomickým nárokům.



Obr.8: Celkový pohled na objekt Horního kostela ve Velké Lhotě u Dačic



Obr.9: Interiér lodi kostela

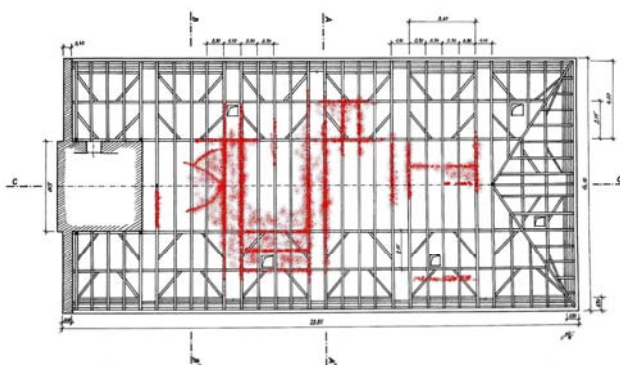
2.2 Seznámení se s objektem a dokumentace

Vlastní termosanaci předcházela detailní prohlídka objektu kostela a jeho okolí zaměřená na vizuální stanovení rozsahu poškození dřevěných konstrukcí dřevokazným hmyzem a určení místopisných možností přístupu termosanační techniky, na jejichž základě byl zvolen postup prací pro daný objekt.

Průzkumem zájmové konstrukce krovu kostela byla zjištěna vysoká míra napadení dřevěných konstrukcí krovu dřevokazným hmyzem (obr. 10) z čeledi *Cerambycidae*, druhu *Hylotrupes bajulus* (tesaříkem krovovým). Napadnuté byly především konstrukce ve druhé polovině přední části krovu a ve střední části zadní poloviny kostela, zvláště kleštiny, vzpěry a částečně i středové sloupy. V menší míře pak lokálně krokve a nosné části konstrukce bedněné klenby včetně bednění (obr. 12). Jako nenapadnuté se jevila většina krokví a pozednic.



Obr. 10: Ukázka míry poškození dřevěných konstrukcí krovu se zřetelnou ukázkou požerků a výletových otvorů tesaříka krovového (*Hylotrupes bajulus*).



Obr. 11: Vizuální stanovení rozsahu napadení krovu tesaříkem krovovým



Obr. 12: Dřevěná trámová konstrukce krovu a bednění klenby kostela

2.3 Termosanace

Příprava

Před spuštěním vhánění horkého vzduchu musel být krov kostela důkladně vyčištěn a vysát od všech nečistot (sláma, prach, zbytky asfaltové lepenky, eternitových tašek, zbytků dřeva,...) z důvodu zamezení možnosti vznícení nečistot a zamezení víření nečistot proudem horkého vzduchu. Rovněž byla pořízena pasportizace stávajících trhlin v omítaném podhledu bedněné klenby. Pro tento případ byla později klenba sledována termokamerou a prostor krovu vyhříván nižší teplotou (cca 80 °C – 100 °C).

Navezení a instalace horkovzdušných přístrojů a potrubí

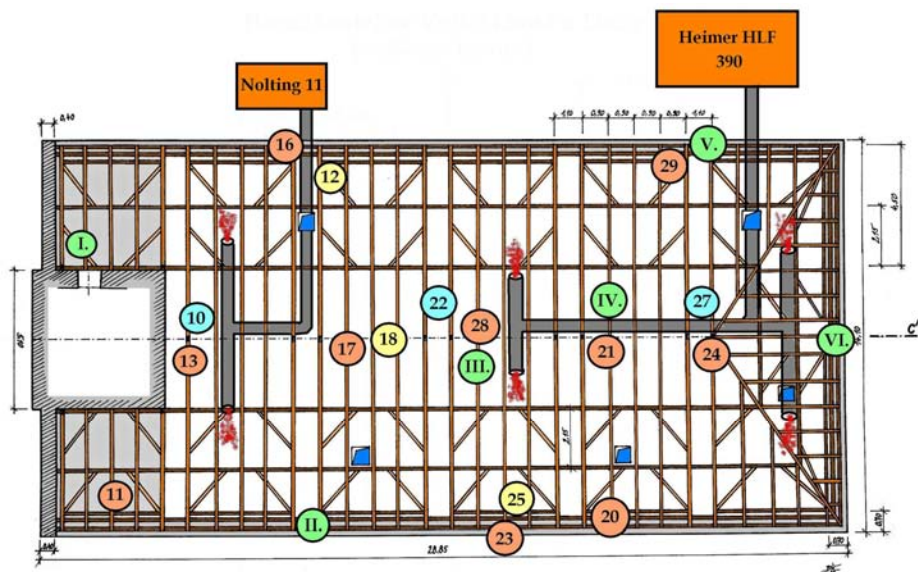
Pro tento případ napadeného krovu o objemu cca 1500 m³ bylo zvoleno užití dvou horkovzdušných strojů (Nolting 11 s výkonem horkého vzduchu 7 500 m³/h a Heimer HLF 390 o výkonu 22 500 m³/h), které byly instalovány při západní straně lodi kostela (obr. 13).



Obr. 13: Pohled z věže kostela na prostup horkovzdušného potrubí střechou kostela a jeho následné rozvedení v interiéru krovu.

Následovalo rozmístění horkovzdušného potrubí a utěsnění velkých otvorů v krovu proti úniku horkého vzduchu (světlíky, výstup do interiéru věže,...).

Souběžně s rozmístěním potrubí probíhala instalace elektronických teplotních termočlánků na místa s předpokladem nejrychlejšího a nejpomalejšího ohřevu. Jako kontrolní metody k moderní elektronické metodě bylo užito i 6 ks klasických kapalinových teploměrů (obr. 14 a 15).



Obr. 14: Schéma rozmístění horkovzdušného potrubí a umístění jednotlivých měřících sond (kapalinové teploměry a elektronické termočlánky): **zeleně** – kapalinové teploměry umístěné v trémových konstrukcích, **modře** – el. termočlánky měřící aktuální teplotu vzduchu v krovu, **žlutě** – el. termočlánky měřící aktuální teplotu v bednění klenby (v hloubce max. 1,5 cm), **hnědě** – el. termočlánky měřící aktuální teplotu v daných trémových konstrukcích krovu kostela (v hloubce dle průměru daného trému, od 5 cm do 13 cm).

Popis umístění jednotlivých kapalinových a elektronických teplotních termočlánků:

- (I. – VI.) kapalinové teploměry umístěné v dřevěných konstrukcích krovu;
- (10, 22, 27) elektronické termočlánky měřící teplotu vzduchu uvnitř krovu kostela;
- (12, 18, 25) elektronické termočlánky měřící teplotu bednění klenby uvnitř krovu (v hloubce 15 mm);
- (11, 13, 16, 17, 20, 21, 23, 24, 28, 29) elektronické termočlánky měřící teplotu uvnitř vybrané dřevěné konstrukce.



Obr.15: Ukázka umístění elektronického termočlánku a klasického kapalinového teploměru

Vlastní horkovzdušná sanace krovu

Samotná horkovzdušná sanace krovu napadeného druhem *Hylotrupes bajulus* započala 17. 9. 2010 v 7:30 spuštěním obou přístrojů a elektronického on-line měření teplot s automatickým záznamem dat z termočlánků. Na počátku měření (8:00) byla změřena teplota interiéru kostela 12,9 °C, na konci měření v 0:30 (18. 9. 2010) 18,3 °C. To znamená, že během 17 h ohřívání krovu se teplota v interiéru lodi zvýšila o více než 5°C. (Tab. 1).

Tab. 1: Tabulka hodnot naměřených teplot uvnitř krovu pomocí elektronických termočlánků v °C

	8:00	9:00	10:00	11:00	12:00	13:00	14:00	15:00	16:00	17:00	18:00	19:00	20:00	21:00	22:00	23:00	23:30	0:00	0:30
Císto 10	12,45	58,16	68,64	66,67	72,70	66,13	67,67	66,43	67,57	74,16	71,54	76,42	80,36	85,68	83,96	87,79	85,63	86,24	87,63
Císto 22	12,16	57,35	67,55	73,85	78,20	65,38	66,56	65,62	66,34	76,66	69,94	80,21	85,12	87,80	82,59	90,93	90,79	90,63	90,87
Císto 27	11,51	56,70	71,65	78,55	81,18	60,20	60,81	60,45	61,09	78,29	64,99	77,63	82,07	84,86	80,18	95,14	93,86	94,14	92,35
Císto 25	12,51	20,14	23,83	21,80	23,44	21,09	21,06	20,94	22,85	23,28	25,16	28,03	31,00	33,65	29,86	31,68	31,78	32,19	33,06
Císto 18	12,28	31,68	41,02	43,81	48,18	45,75	45,89	46,20	47,05	50,69	50,14	55,48	41,95	40,49	39,60	39,59	39,81	40,19	41,00
Císto 12	12,55	14,98	16,85	18,20	18,44	18,27	18,42	18,65	19,35	19,68	20,57	22,15	22,80	24,84	24,44	25,08	25,00	25,93	26,02
Císto 11	12,35	13,11	16,91	23,17	27,19	29,88	31,00	31,57	31,48	31,26	32,05	33,32	36,39	47,07	53,65	54,79	55,39	55,19	55,13
Císto 13	13,81	14,07	14,57	15,67	16,96	17,73	18,91	19,54	20,42	20,79	21,74	24,32	28,69	36,96	43,03	44,39	44,88	45,18	46,73
Císto 16	13,26	13,37	13,52	13,98	14,79	15,21	17,45	18,28	19,13	19,41	20,52	22,53	24,40	37,26	45,19	47,04	48,06	48,42	49,33
Císto 17	12,83	15,26	21,85	29,68	34,80	39,63	42,99	44,39	46,51	47,56	49,33	51,25	53,48	56,77	59,56	61,19	61,64	62,31	63,02
Císto 20	12,62	13,09	14,28	16,35	18,64	20,90	23,29	24,35	25,86	26,37	27,44	28,99	33,68	45,19	53,08	55,00	55,50	55,69	55,97
Císto 21	13,18	14,12	17,04	21,85	26,10	30,41	33,43	34,85	36,79	37,81	39,89	42,01	44,69	47,22	52,97	54,96	55,32	55,71	56,06
Císto 23	13,08	13,67	16,16	20,55	24,48	27,27	29,55	30,21	31,01	31,19	32,03	33,40	39,55	46,81	54,26	54,57	55,04	56,20	56,11
Císto 24	12,57	15,02	21,92	31,83	40,03	46,47	49,46	50,27	51,46	52,06	56,36	59,15	61,71	64,67	67,29	69,49	70,36	70,96	70,98
Císto 28	12,50	18,65	28,16	36,45	42,01	44,93	46,31	47,26	48,58	48,97	52,26	54,82	58,04	61,54	64,69	64,93	65,41	66,34	66,49
Císto 29	12,76	12,80	13,29	14,46	15,32	16,29	17,57	18,11	18,68	18,71	19,20	20,13	22,66	40,07	47,15	53,49	55,76	55,95	56,14

termočidla měřící teplotu vzduchu uvnitř krovu
 termočidla měřící teplotu bednění klenby uvnitř klenby
 termočidla měřící teplotu uvnitř referenčních vzorků dřeva (trámové konstrukce krovu)
 termočidla, která uvnitř dřeva dosáhla po dobu min. 1h teplotu 55 °C a vyšší

Poznámka:

*] v 19:00 byly z důvodu možného přehřívání zakryty 3 středové pole klenby v pásu cca 2,5 m v jejím vrcholu pásem izolace z ovčí vlny. Toto mělo za následek pokles teploty ve vrcholu klenby o takřka 15 °C, což se projevilo především poklesem teploty v čísle č. 18.

**] ve 22:00 byl proud vzduchu v zadní části krovu částečně zaslepen a nasměrován k oblasti s měřicím čidlem č. 29

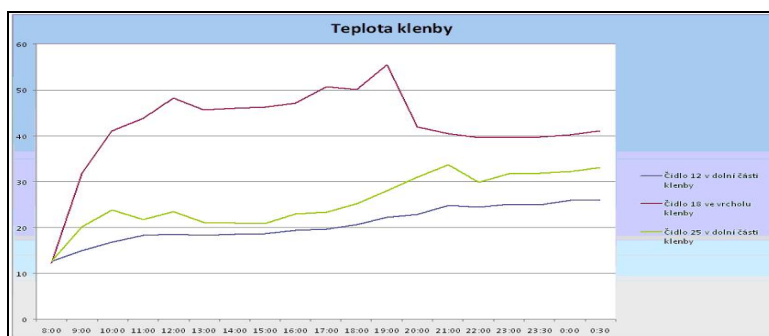
Z údajů uvedených v Tab. 1 zřetelně vyplývá, že nejrychleji se dle očekávání prohřívaly konstrukce nejvíce vystavené proudění horkému vzduchu, tj., svislé sloupky, kleštiny. Pomaleji pak dřevěné konstrukce pozednic. V jejich případě nastal rychlý vývoj v prohřívání až po 12 hodinách. Na pomalé prohřívání pozednicových trámů měl velký vliv především chlad a vlhkost navazující koruny obvodového zdiva kostela. Toto se v minulosti projevilo vlhnutím (hnilobou) spodních částí pozednicových trámů.

Na základě údajů z výše uvedené tabulky je možno prohlásit, že 8 z celkových 10 termočlánků, umístěných uvnitř dřevěných konstrukcí, dosáhlo po dobu minimálně 1h teplotu uvnitř dřeva rovnou nebo vyšší hodnotě 55 °C a tím **je možno považovat provedenou termosanaci za úspěšně splněnou**.

Jako příklad extrémně nepříznivých podmínek pro termosanaci byla vybrána zkušební dvě místa v rámci krovu: 1) termočlánek č. 13, umístěné kleštině, procházející kamennou zdí věže, která dřevo obklopuje ze tří stran, 2) termočlánek č. 16, umístěné v pozednici, která je ovlivňována vlhkostí a chladem obvodové zdi, na níž je dřevo položeno, a posílené tzv. tepelným stínem (místo za horkovzdušným potrubím) obr. 14. V obou případech nedovolily uvedené okolnosti prohřát dřevěnou konstrukci v plném průřezu na požadovanou teplotu, aniž by reálně nehrozilo riziko přehřátí blízkých dřevěných prvků. Výše uvedené dva případy dřeva byly nenapadnuté dřevokazným hmyzem, neboť ten nevyhledává permanentně chladná a navlhlá místa.

Tab. 2: Tabulka hodnot naměřených teplot uvnitř dřeva pomocí kapalinových teploměrů v °C.

	9:00	10:00	12:00	13:00	14:00	16:00	17:00	18:00	19:00	20:00	21:00	22:00	23:00	23:30	0:00	0:30
Teploměr I	14,00	14,50	17,00	18,50	20,50	23,50	25,00	26,00	27,50	29,50	34,50	43,50	51,50	55,50	56,00	55,50
Teploměr II	14,50	15,00	19,50	22,00	24,00	27,00	29,00	30,00	31,50	34,00	38,50	44,50	53,50	56,00	56,50	57,00
Teploměr III	16,50	21,50	36,50	42,50	46,50	50,50	52,00	53,50	56,50	59,00	62,00	64,50	64,50	66,00	67,50	68,50
Teploměr IV	14,50	16,50	25,00	29,00	32,00	36,50	38,00	40,00	42,00	45,00	48,50	53,50	55,00	57,50	58,50	59,00
Teploměr V	14,00	15,00	19,50	21,00	23,00	25,50	27,00	28,00	30,00	33,00	38,50	45,00	52,50	54,50	55,50	57,00
teploměr VI	13,00	15,00	19,00	21,00	23,00	24,50	25,00	27,00	29,00	32,50	41,50	47,50	54,00	55,50	56,00	56,50



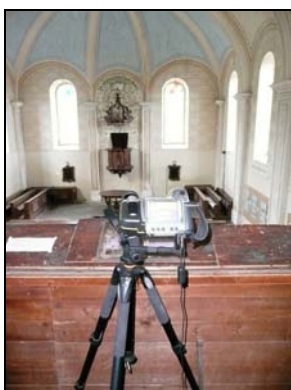
Graf 1: Graf vývoje měřené teploty ve °C uvnitř bednění klenby stropu kostela v hloubce cca 15 mm v závislosti na čase.

Z grafu 1 vývoje teploty uvnitř bedněné klenby kostela, která musela být speciálně pro tento typ stavby sledována, vyplývá rozdíl v přehřívání vrcholu klenby (termočlánek 18 – viz obr. 14), kde je teplota vyšší z důvodu stoupání horkého vzduchu do horních částí krovu a nepůsobení negativních okolních vlivů obvodových zdí, a teplotami termočláneků umístěných ve spodních částech klenby. Zde je teplota výrazně ovlivněna, jak blízkostí chladných obvodových zdí kostela, tak zhoršenou možností cirkulace horkého vzduchu.

Na základě informací z termočláneku č. 18 o aktuální zvýšené teplotě vrcholu klenby uvnitř krovu bylo v 19:00 rozhodnuto o zakrytí hřebene klenby ve třech polích izolací z 2,5 m širokého pásu ovčí vlny. Ta snížila teplotu vrcholu klenby uvnitř krovu kostela z takřka 56 °C na 39 – 41 °C, a zamezila tak případnému poškození (přehřátí) vrcholu bedněné klenby (opadávání omítky apod.). Tento údaj byl potvrzen i termokamerou.

Termokamera

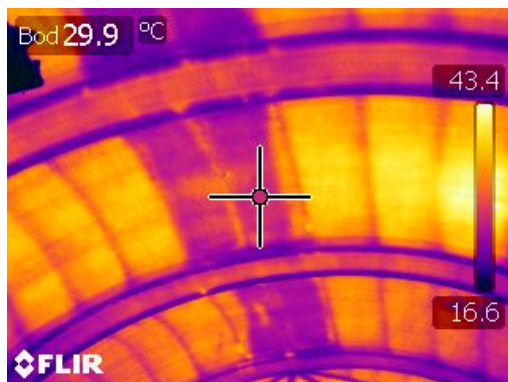
Jako doplňující metody měření tepla, teplotních změn a anomálií vnějšího okolí sanovaného prostoru bylo využito měření pomocí infračervené termografie, veřejnosti známé jako měření termokamerou. Pro měření byla použita termokamera typu FLIR B425. Tou se sledovalo především tepelné zatížení bedněného klenutí interiéru kostela z hlavní lodi a jeho reakce na zahřívání.(obr.16 – 21).



Obr.16: Termokamera FLIR B425 na stativu



Obr.17: Detail termokamery při sledování teploty klenby

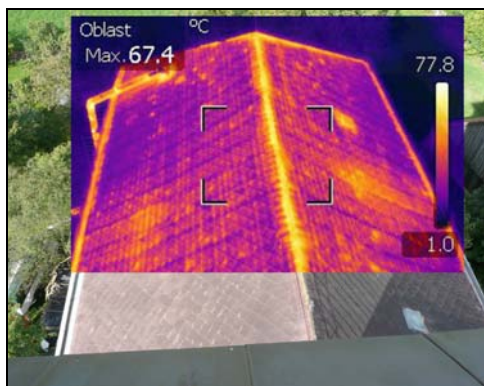


Obr.18: Ukázka využití sledování teploty pomocí termokamery. Snímek kombinuje klasický obraz s obrazem z termokamery, který zachycuje prohřívání dřevěných konstrukcí po zahájení vhnání horkého vzduchu.

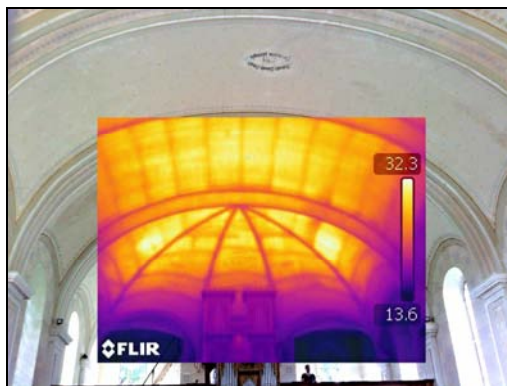
Nejrychleji se nahřívají hrany trámů (světlá, žlutá barva), pomaleji pak tvrdší dřevěné anomálie, např. suky (tmavě modrá, fialová).



Obr.19: Termosnímek hřebene bedněného klenutí kostela kolem 21:00 s viditelným pásem izolace z ovčí vlny, položeném v interiéru krovu na jejím prohřátém vrcholu. Nejprohřátější místa bednění mají teplotu až 43,4 °C, naopak vrchol klenby zaizolovaný vlnou pouze 29,9 °C, což představuje rozdíl v teplotě o takřka 13,5 °C.



Obr.20: Ukázka využití sledování teploty pomocí termokamery. Snímek kombinuje fotografii střechy lodi kostela z kostelní věže a snímku termokamery. Z toho je dobře vidět rozehráté horkovzdušné potrubí, které prostupuje světlíkem do krovu, a největší úniky tepla střechy především v místě hřebenu a světlíků.



Obr.21: Kombinace termovizního snímku s klasickou fotografií. Na snímku je velmi dobře patrné postupné prohřívání krovu od hřebene klenby po její napojení na obvodové zdi kostela - bílá až žlutá barva tenkých desek bednění, červená nosné konstrukce klenutí, fialová až namodralá barva chladných stěn kostela, tmavě modrá barva prochlazených oken.

2.4 Závěrečné práce a prevence chemickým ošetřením

Po úspěšně provedené termosanaci a vypnutí horkovzdušných agregátů provedli pracovníci zhotovitele demontáž horkovzdušného potrubí a termočlánků. Z důvodu prevence ošetřeného krovu před opětovným napadením dřevokazným hmyzem[4] byl proveden dvojnásobný nátěr dřevěných konstrukcí krovu včetně dřevěného bednění klenby kostela chemickým přípravkem Bochemit Plus – fungicidní a insekticidní přípravek na ochranu dřeva proti biologickým škůdcům. Plně zaláty a vyplněny neředěným přípravkem Bochemit byly rovněž prázdné dutiny po vytáhnutých elektronických termočláncích a kapalinových teploměrech.

3 ZÁVĚR

Na závěr lze oprávněně konstatovat, že metoda horkovzdušné sanace krovů napadených dřevokazným hmyzem představuje efektivní a rychlou nedestruktivní metodu, která při dodržení přesně stanovených pracovních postupů a podmínek dokáže zaručit jistotu úhynu likvidovaného dřevokazného škůdce. Článek podrobně po jednotlivých krocích představil pracovní postup úspěšné termosanace na reálném případě historicky cenného objektu Horního kostela ve Velké Lhotě u Dačic. Z uvedených naměřených výsledků je zřejmé, že horkovzdušnou metodou bylo dosaženo teplot, při nichž je deklarován úhyn všech druhů dřevokazného hmyzu ve všech jeho stádiích.

LITERATURA

- [1] Směrnice 1-1,87 WTA vypracoval Dr. G. Grosser Mnichov, A. Weisbrodt Borgholzhausen.
- [2] DIN 68 800 část 4 – listopad 1992, Ochrana dřeva.
- [3] Směrnice 1-1 z 06 2008/D, Horkovzdušná metoda likvidace živočišných škůdců dřeva v konstrukcích.
- [4] ČSN EN 370 Ochranné prostředky na dřevo. Stanovení ničivého účinku ochranného prostředku zabráňujícímu výletu *Anobium punctatum*.

Oponentní posudek vypracoval:

Prof. Ing. Ladislav Reinprecht, CSc., Drevárska fakulta, Technická univerzita Zvolen.

Prof. Ing. Ivan Makovíny, CSc., Katedra drevárských strojov a zariadení, Technická univerzita Zvolen.

Lucie AUGUSTINKOVÁ¹, Eva SLOVÁKOVÁ², Lenka ŠEŠULKOVÁ³

ZÁMEK V ODRÁCH - VIZUALIZACE ZANIKLÉ PAMÁTKY

CASTLE ODRY - THE VIZUALISATION THE DEMOLITIONED MONUMENT

Abstrakt

K zaniklému zámku v Odrách byly shromážděny a utříděny dostupné historické prameny. Byly vyhodnoceny z hlediska věrohodnosti a využitelnosti pro tvorbu virtuálního modelu zámku v podobě, k jaké dospěl ve 20. století. K vytvoření počítačového modelu byly použity programy ArchiCAD 13 a Artlantis 2. Model byl vypracován v podobě vizualizace budovy zasazené do okolního prostředí v jeho reálné morfologii.

Klíčová slova

Zámek, město Odry, vizualizace, ArchiCAD 13, Artlantis 2.

Abstract

Historical sources for the demolished castle Odry was collected. The sources was evaluated from the standpoint of the credibility and the utility for creating of the virtual castle model in the shape from the 20th century. Model was made by the programme ArchiCAD 13 and Artlantis 2. Model of the castle looks as a visualization of the building in the real environs.

Keywords

Castle, town Odry, ArchiCAD 13, Artlantis 2.

1 ÚVOD

Studenti a pracovníci katedry architektury FAST VŠB – TUO realizovali v roce 2010 projekt Digitalizace architektonických památek Slezska SP/2010210. Jako nejvhodnější z již neexistujících památek byl pro tento projekt vybrán zámek v Odrách. Šlo o objekt zaniklý v roce 1966 a doložený poměrně početnými prameny. Cílem projektu bylo vytvořit na základě dochovaných zdrojů model zámku a zpřístupnit jej alespoň formou virtuální reality studentům a veřejnosti.

Toto aristokratické sídlo bylo vybráno proto, že jeho poslední stav i vývoj je poměrně hojně doložen prameny, a to plánovými, obrazovými a také písemnostmi. Zámek je dosud silně zakotven v povědomí veřejnosti a encyklopedie [7] i vlastivědná literatura [2] jej stále uvádějí. Historické prameny jsou uloženy v několika institucích a sbírkách. Fotodokumentaci a plány uchovává Národní památkový ústav; jiné plány, historické fotografie a některé historické pohlednice tvoří součást soukromé sbírky Zdenka Mateiciuca z Oder. Další pohlednice jsou roztroušeny po kolekcích soukromých sběratelů v České republice i mimo ni.

¹ Mgr. Lucie Augustinková, Katedra architektury, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Poděště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 364, e-mail: lucie.augustinkova@vsb.cz.

² Ing. Eva Slováková, Katedra architektury, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Poděště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 939, e-mail: eva.slovakova@vsb.cz.

³ Ing. Lenka Šešulková, Katedra architektury, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Poděště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 950, e-mail: lenka.sesulkova@vsb.cz.

Hlavním úkolem, vyplývajícím z projektu, bylo na základě nalezené a utříděné dokumentace vyrobit virtuální model zaniklé památky. K tvorbě virtuálního modelu byly použity programy ArchiCAD 13 a Artlantis 2 [1].

Sestavený 3D model bude využit k výuce předmětů Dějiny architektury a stavitelství a Památková obnova. Rovněž je plánováno jeho poskytnutí městu Odry či kulturním organizacím, které mohou vizualizaci zámku využít pro zatraktivnění lokality v turistickém ruchu.



Obr. 1: Zámek od jihozápadu, pohlednice, počátek 20. století. Soukromá sbírka Z. Mateiciuca

2 DĚJINY A STAVEBNÍ VÝVOJ ZÁMKU

Soubor relevantních pramenů je natolik bohatý, že není jen dokladem samotné existence zámku, ale i zdrojem pro alespoň rámcové vyhodnocení jeho stavebního vývoje v míře, jak je to jen bez znalosti autentické budovy možné.

2.1 Vznik městského hradu v Odrách

První zmínka o Odrách pochází z roku 1346, kdy Mikuláš II. Opavský daroval dvůr a ves Odry Zbyňkovi z Tvorkova. Kolem roku 1350 získal ves Štěpán ze Šternberka. Zřejmě za něj byly Odry povýšeny na město a staly se střediskem panství [7].

Aristokratické sídlo v Odrách vzniklo jako **městský hrad před rokem 1397** [3]. Jeho výstavba se připisuje Štěpánu ze Šternberka. První zmínka o hradě pochází z roku 1397, kdy Petr ze Šternberka odkazuje Odry Petru z Kravař. Hrad byl situován uvnitř městských hradeb [6] a proti městu opevněn suchým příkopem. Jeho východní bok navazoval na linii městských hradeb. Ovšem jeho podoba je pro období středověku poměrně nejasná. Rolleder píše o křídle s velkou věží, jímž byl hrad uzavřen vůči městu. Vícekřídový palác měl tvořit obvodovou zástavbu [6].

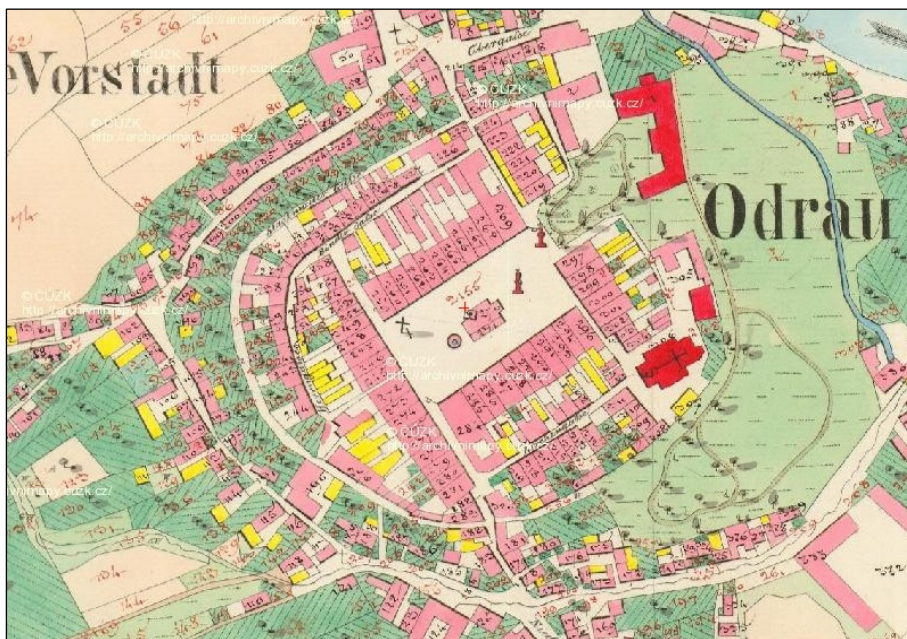
V roce 1426 dobyli hrad husité, připomínání jsou hejtmané Dobeslav Puchala a Abrahám a roku 1433 Boček Puklice z Pozořic. Roku 1433 byli husité z Oder patrně vypuzeni, protože je tehdy držel opavský kníže Přemek [7].

Nicméně Jiří ze Šternberka a Lukova se na Odry vrátil a po jeho smrti získal hrad jeho bratr Lacek. Od roku 1466 jsou jako držitelé uvedeni rytíři z Liděřova, kteří se posléze psali Oderští z Liděřova. V roce 1519 získali panství páni z Fulštejna a 1535 páni ze Zvole, kteří měli Odry do roku 1612 [5].

2.2 Renesanční přestavba

Zřejmě za **pánů ze Zvole** byl objekt přestavěn do renesanční podoby. Zámek měl mít tehdy čtyřkřídový půdorys, přitom západní křídlo bylo později zbořeno. Plaček spekuluje o arkádách obrácených do vnitřního nádvoří [5].

V roce 1612 získali Odry příslušníci polského rodu Jiří a Jan Fridrich Síčové z Jagly. Tehdy bylo v pramenech poprvé použito pojmu *zámek*. V letech 1616 – 1640 náleželo panství oderské Pražmům z Bílkova. Pražmové z Bílkova se zadlužili a dominium muselo být prodáno v dražbě. Odry koupil Jan Wintz, který je 1642 přenechal dceři, provdané za Jana Baptistu z Werdenbergu. Werdenbergové drželi Odry až do roku 1716, kdy přešly sňatkem Barbory Kajetány z Werdenbergu na Františka Leopolda Lichnovského z Voštic [5].



Obr. 2: Císařský otisk stabilního katastru Oder, 1836. ÚAZK v Praze

2.3 Barokní úpravy

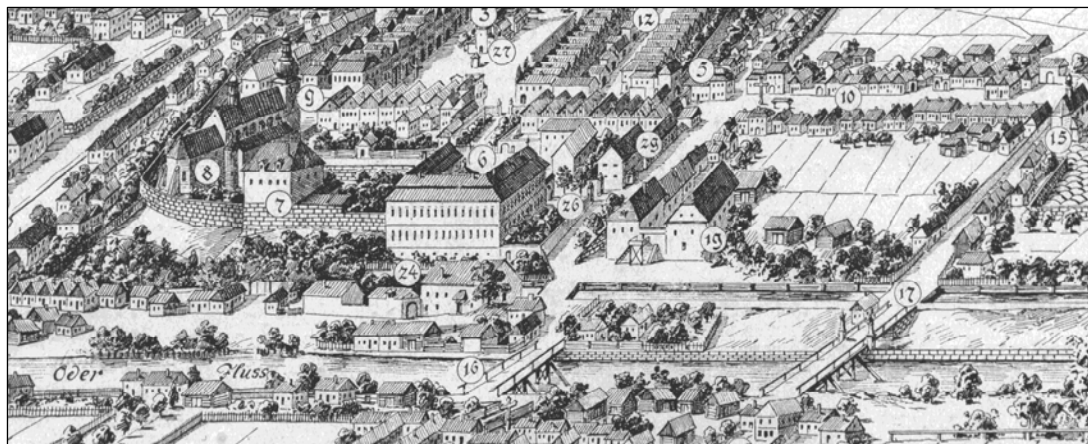
Právě **František Leopold Lichnovský** nechal v letech **1730 – 36** přestavět zámek do barokní podoby snad za účasti Johanna Lucase **Hildebrandta**, jeho přímý podíl ovšem v případě Oder jednoznačně doložen nebyl. Hildebrandtovy práce více či méně prokázané se v našich oblastech objevují poměrně často, Hildebrandt působil při přestavbě zámku Kunín ve 20. a 30. letech 18. století, navrhoval faru v Suchdole stavěnou v letech 1730 – 32 a jeho vliv se patrně projevil i při projektu barokní výstavby zámku v Kravařích. Existuje i návrh lichtenštejnské letní rezidence v Opavě z roku 1712. Jako řada dalších významných barokních architektů působil konzultačně, ovšem na Moravě i pobýval, cesta do Brna je například doložena například 1704 [4].

Podoba zámku v Odrách byla tehdy významně pozměněna, mělo být totiž zbořeno západní k městu obrácené křídlo a obě přilehlá křídla – severní i jižní byla zřejmě zkrácena. Zbytky základů obou křídel byly později odkryty při parkových úpravách bezprostředního zámeckého okolí [7]. Barokní architekturu zachycuje ještě veduta J. Reychonna z roku 1826 a Kledenského veduta z roku 1817, zatímco na starší Wernerově vedutě Oder je zámek v zákrytu. Přestavbou vznikla ze zámku patrová stavba půdorysu U s mansardovou střechou, nicméně dokumentace krovu zachycuje patrně krovovou soustavu klasicistní části. V roce 1734 byla dokončena kaple Zvěstování P. Marie v patře jižního křídla. Pro účely kaple byl upraven prostor nepravidelného půdorysu a výsledná kaple byla pojednána výmalbou iluzivní architektury [5].

Příkop oddělující zámek od městské zástavby byl sice zachován, ale prostor mezi příkopem a městskou zástavbou byl upraven jako francouzská zahrada s domkem pro zahradníka. Rozšíření zahrady ustoupily zřejmě i některé měšťanské domy, takže zdí ohrazená zahrada dosáhla až k severovýchodní straně náměstí [5].

2.4 Vývoj v 19. století

Lichnovští měli panství do roku 1792, kdy Karel Alois Lichnovský prodal Odry Marii Terezii Schlabrendorffové rozené Niptsch. Za jejího panství byl zámek v roce 1809 využit jako vojenská nemocnice, stejně jako v roce 1805. Po smrti Marie Terezie Schlabrendorffové koupila zámek roku 1830 její sestra Charlotta provdaná Fürstenbergová [5].



Obr. 3: Detail zámku (pod č. 6) a okolí z veduty F. Kledenského, 1817

Její manžel Joseph lantkrabě z Fürstenbergu nechal zámek v letech **1833 – 34** přestavět. Tyto klasicistní úpravy pozměnily především vzhled průčelí a podobu interiérů. Při úpravách zrušili příkop na západní straně zámku a byla odstraněna zeď obklopující dosud zámeckou zahradu. Okolí zámku bylo tehdy proměněno v anglický park, kde byly postaveny odlitky antických soch. Na straně k městu byl park vymezen litinovými mřížemi, osazenými mezi zděné pilířky, které v roce 1927 nahradil drátěný plot. V letech 1833 – 34 byla zámecká budova komunikačně spojena s farou a kostelem pomocí dřevěné chodby vycházející z jihozápadního nároží zámku [5].

Po smrti Charlotty Fürstenbergové roku 1864 zdědila Odry její sestra Evelina provdaná Sickingen - Hohenburg. Její syn František Sickingen - Hohenburg vlastnil zámek a velkostatek v letech 1868 – 87. Roku 1887 získala velkostatek vídeňská Centrální pozemková úvěrní banka a následující majitelé se pak rychle střídali. V roce 1906 získal velkostatek polský šlechtic Adam Potocki, jemuž náležel zámek do roku 1945 [5].

2.5 Novodobá historie zámku a jeho zánik

V roce 1945 byl objekt poškozen při bojích o město. Opravy realizované v roce 1950 byly cílené k využití budovy pro správní a kulturní potřeby města. Adaptace v letech 1952 – 53 zakončila úprava zámecké kaple, při níž byly odkryty a restaurovány původní barokní fresky. V opravené budově byly umístěny kanceláře místního národního výboru, knihovna, hudební škola, místní archiv a loutková scéna. V zámku byl také přednáškový a hudební sál pro veřejnost. V roce 1954 bylo v zahradě před zámek umístěno sousoší J. V. Stalina a K. Gottwalda, které bylo odstraněno teprve v roce 1989. V roce 1960 byl na jižní stěně severního zámeckého křídla osazen renesanční reliéf ze zbořené oderské radnice [5].

17. 1. 1964 zámek vyhořel. Nicméně i poté byla naplánována oprava zámku. Byla zpracována stavebně historická analýza budovy a v roce 1965 plán na rekonstrukci objektu. Přesto došlo rozhodnutím tehdejšího MěNV Odry v roce 1966 k demolici zámku odstřelem. V uvolněné atmosféře konce 60. let vzbudila demolice zámku ostrou kritiku, zvláště na stránkách Literárních novin [7]. Polorozbořené suterény zámku byly zdokumentovány ještě počátkem 70. let. Na přelomu 70. a 80. let

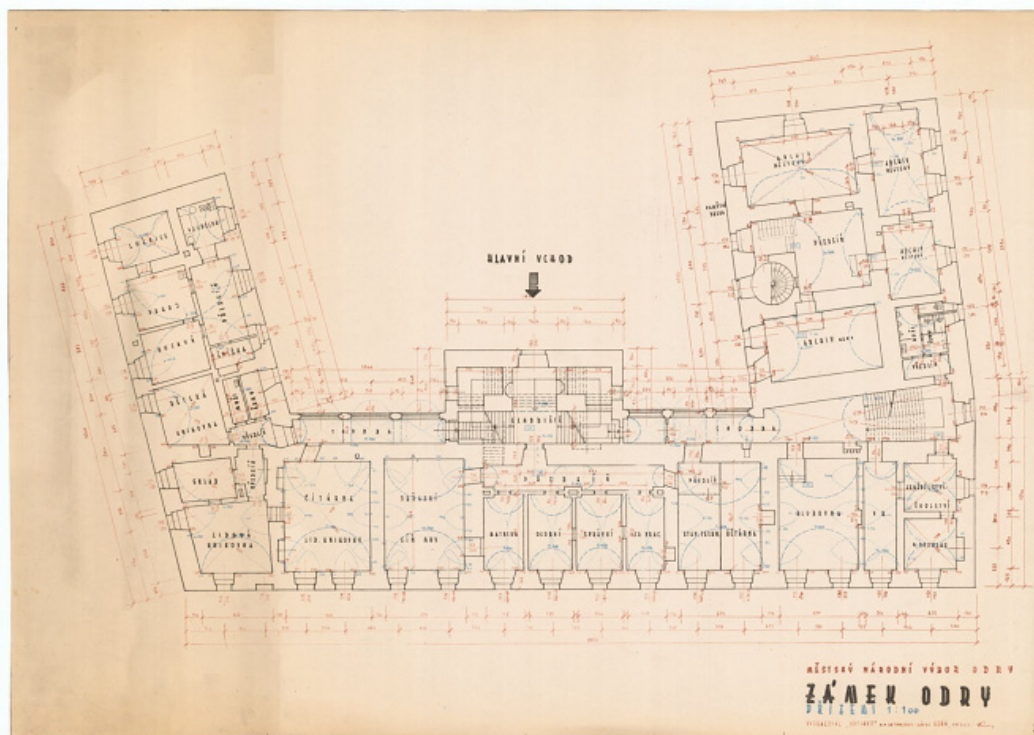
20. století byl na místě zbořeného zámku vybudován obchodní dům, kolem něhož se rozkládají zbytky zámeckého parku.

Z uvedených vývojových fází zámku byla pro vizualizaci vybrána poslední, prameny nejlépe doložená stavební etapa zámku z 20. století v půdorysné dispozici, k níž dospěl zámek již v 18. století a se vzhledem fasád v úpravě ze století devatenáctého.

3 VIZUALIZACE

V první fázi práce bylo úkolem zpracovatelů vytvořit digitální model zámku jako budovy zapojené do reálného terénu. V další fázi je plánováno zpracování digitální podoby interiéru.

Digitalizace exteriéru probíhala ve čtyřech základních fázích zpracování.



Obr. 4: Půdorys přízemí, 1966. Soukromá sbírka Z. Mateiciuca

3.1 Modelace terénu

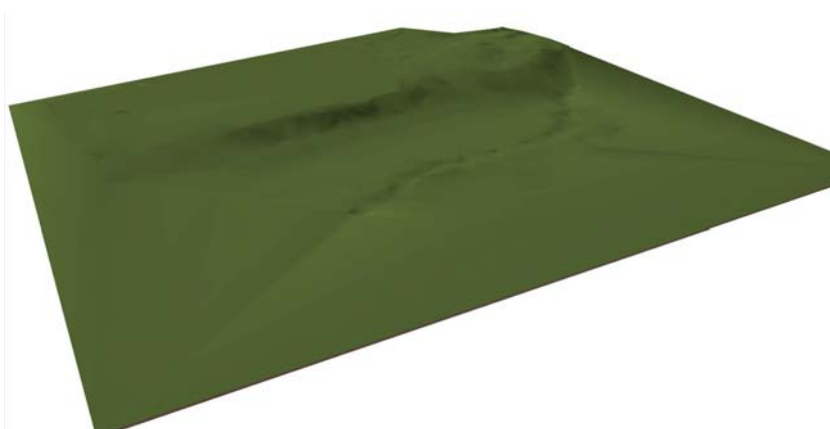
Terén a okolní prostředí dle bodového výškopisu a polohopisu musel být ztvárněn tak, aby prostředí nejvěrohodněji vystihlo okolí bývalého zámku v Odrách. Výškopisné a polohopisné zaměření terénu vypracovalo STUDIO-D Opava s.r.o. v roce 2007 ve formátu *.dwg. Tento formát lze otevřít v programu ArchiCAD 13 a získat z něj potřebné informace. Pomocí nástroje „sít“ byl nejprve vymodelován terén a následně jednotlivé komunikace. Výškopisné body byly zadávány ručně, protože pro automatickou tvorbu virtuálního modelu terénu nebyl k dispozici software ArchiTerra. Po vymodelování terénu a komunikací pak pomocí booleovské operace rozdílu v příkazu „operace s tělesy“ byly tyto dva prvky upraveny. Tím se dosáhlo efektu zapuštění komunikace do terénu, aniž by došlo k překrytí komunikace terénem.



Obr. 5: Katastrální mapa s výškovými kótami jako podklad pro modelaci terénu

3.2 Virtuální model hmoty a dispozice zámku

Byl vytvořen virtuální model od základů až po střešní konstrukci. Jako podklad sloužilo dochované zaměření zámku z roku 1966 (půdorysy všech podlaží, řezy a pohledy), které nechal zpracovat Optimit Odry. Do každého virtuálního podlaží byl vložen odpovídající naskenovaný půdorys. Z něho pak byly přeneseny veškeré kóty a informace o daném podlaží. Protože zaměření vykazovalo řadu nepřesností, bylo nezbytné objekt podrobit analýze a po konzultaci s řešitelem projektu rozhodnout o dalším postupu. Po vytvoření základního modelu objektu navazovalo vytvoření architektonického detailu fasád. Plastické články byly tvořeny jako knihovní prvky základními nástroji ArchiCADu a úpravou gdl popisu, aby měly univerzálnější použití. Většina z nich (štuková výzdoba, římsy, frontony, apod.) byla vytvářena na základě historických fotografií. Závěrečným prvkem modelu byla tvorba mansardové střešní konstrukce nad oběma křídly i střední části v nádvoří, včetně osazení vikýřů tvaru volských ok, které sloužily k prosvětlení půdního prostoru.



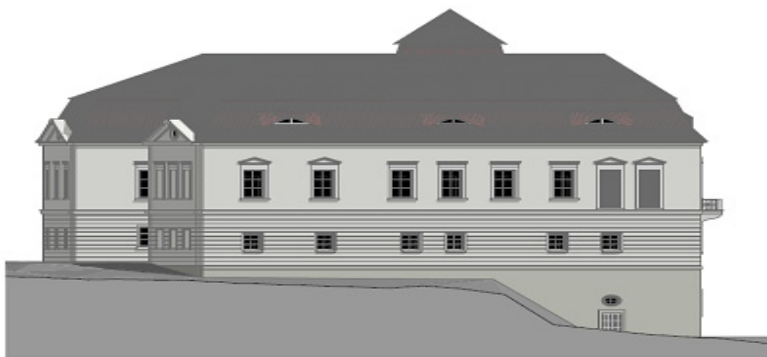
Obr. 6: E. Slováková, vymodelovaný úsek terénu zámeckého okolí

3.3 Spojení jednotlivě vytvářených částí modelu

Soubor vizualizovaného objektu zámku bylo třeba vložit do vizualizace modelu terénu. Pro správné umístění bylo nutné spojit obě části modelu podle známých kót nadmořské výšky pomocí příkazu Speciality souboru „spojit“.

3.4 Vytvoření výkresové složky

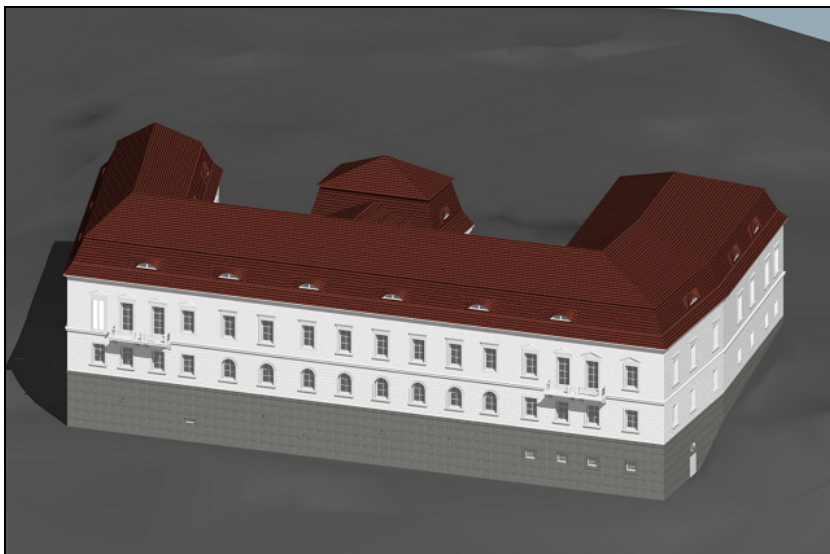
Ve finální fázi byla vytvořena stromová struktura výkresové složky postupným vkládáním všech dochovaných podkladů (dobové fotografie, historické mapy, výkresy zaměření, apod.) do jednoho základního souboru. To pak umožnilo publikovat celý soubor v různých formátech (*pdf, *dwg, *jpg, atd.) a vytvořit ucelený archivní soubor.



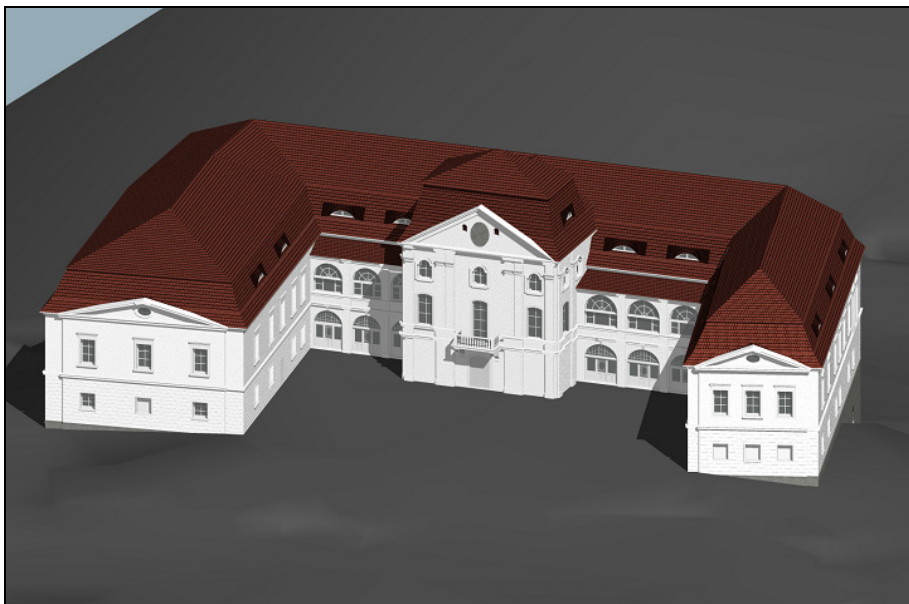
Obr. 7: L. Šešulková, pohled jižní

4 ZÁVĚR

Výsledkem první fáze tvorby digitálního modelu byla 3D vizualizace zámku v podobě z 20. století, umožňující pohled ze všech stran při rotaci objektu. Vizualizace zprostředkuje lepší a komplexnější poznání již zaniklého objektu pro studijní i popularizační účely.



Obr. 8: E. Slovákova, L. Šešulková, axonometrie – východ



Obr. 9: E. Slováková, L. Šešulková, axonometrie – západ

PODĚKOVÁNÍ

Príspevek byl realizován za finančního přispění MŠMT, projekt Digitalizace architektonických památek Slezska SP/2010210.

Nepublikované prameny byly poskytnuty panem Zdenkem Mateiciucem z Oder.

LITERATURA

- [1] Centrum pro podporu počítačové grafiky ČR s.r.o. Webové stránky. [on-line]. < <http://www.cegra.cz> >. Staženo dne 10. 1. 2011.
- [2] CHOBOT, K. (ed.): *Okres Nový Jičín. Místopis obcí. 2. svazek*. Nový Jičín: Okresní úřad Nový Jičín – referát regionálního rozvoje a Státní okresní archiv Nový Jičín, 1998, pp. 104 – 111.
- [3] KOUŘIL, P. & PRIX, D. & WIHODA, M.: Městské hrady v Českém Slezsku, *Archaeologia historica*, Nr. 22, pp. 249 – 272.
- [4] KRSEK, I. - KUDĚLKA, Z. - STEHLÍK, M. - VÁLKA, J.: *Umění baroka na Moravě a ve Slezsku*. Praha: 1996, p. 68.
- [5] MUSIL, F. – PLAČEK, M.: *Zaniklé hrady, zámky a tvrze Moravy a Slezska*. Praha Libri 2003, pp. 115 - 121. ISBN 80-7277-154-X.
- [6] ROLLEDER, A.: *Dějiny města a soudního okresu Odry*. Odry: Město Odry 2002.
- [7] SPURNÝ, F. a kol. *Hrady, zámky a tvrze, v Čechách, na Moravě a ve Slezsku*. Praha: Svoboda, 1983. pp 171.

Oponentní posudek vypracoval:

PhDr. Dana Kouřilová, Slezská univerzita v Opavě.

Doc. Michal Rykl, FA ČVUT v Praze.

Klára FROLÍKOVÁ PALÁNOVÁ¹

**MIGRACE, DOSAŽITELNOST VLASTNÍHO BYDLENÍ A PROSTOROVÉ NÁROKY
NA BYDLENÍ**

MIGRATION, AVAILABILITY OF HOUSING AND LIVING SPACE

Abstrakt

Obklopují nás domy bohaté na vnitřní prostor. Je třeba vědět, kolik prostoru každý člověk potřebuje a jak ho umí využít. Účelně navržená dispozice na konkrétní potřeby neplýtvá prostorem, ani investičními a provozními náklady. Může však naopak obohatit život uživatele. Nejen prostor je rozhodujícím hlediskem při volbě bydlení. Bydlení je ovlivněno i vnitřní migrací obyvatel České republiky, dosažitelností vlastního bydlení či možností bydlení v pronájmu.

Klíčová slova

Migration, osobní vlastnictví, výměra bytu, prostor.

Abstract

Surrounded the houses of the rich to the internal space. You need to know how much space each man needs and how it can use. Effectively the proposed disposition of specific needs to waste her space, nor the investment and operating costs. However, on the contrary, enrich the life of the user. Not only is the decisive aspect of the space in the choice of housing. Housing is affected by the internal migration of the population of the Czech Republic, reachability, housing or housing options in the lease.

Keywords

Migration, personal property, land, apartment space.

1 ÚVOD

Své životy dnes prožíváme v architektonické pustině. Hmotný úspěch si užíváme v monotónní krajině nekonečné řady bytů, obchodních bulvárů, vysokých administrativních budov, obklopených pásy slamů a průmyslových zón. Obrovské budovy bez oken pokrývají celé akry půdy mezi asfaltovými parkovišti a trávníky...[1].

Obklopují nás rodinné domy bohaté na vnitřní prostor. Splňují mnohé představy investora na počet a využití místností. Představy získané z lehce dosažitelných zdrojů, ze všeobecného mínění lidí a z inspirace kolem sebe. Z představ o kvalitě i kvantitě bydlení vyvolané touhou po spotřebě, hromadění a vlastnění věcí, podporované stále novými trendy uměle vytvořenými marketingovými společnostmi. Naše domácnosti jsou zahlceny. Vyškoleni strachem z nedostatku schraňujeme nepotřebné. Vršíme, kupíme, vytváříme zásoby. Chybí nám prostor. Vytváříme nový. Lepíme a dostavujeme. Zase plníme.

¹ Ing. arch. Klára Frolíková Palánová, Katedra architektury, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 902, e-mail: klara.frolikova@vsb.cz.

Z nadbytku věcí i informací vymýšlíme nové standardy. Z představy prostoru pro člověka vytváříme pro každého jednotlivce vlastní buňku. Také buňku pro počítač, pro auto, pro technologie a vytváříme rezervy.

Z touhy po prostoru, majetku, inteligentní technologii a trendově vybaveném obydlí zapomínáme na samu podstatu života a čistou potřebu bydlet. Zahlcujeme Zemi nezdravými objekty, vytěšňujeme přírodu, nepřiznáváme základní lidské potřeby, zapomínáme na vztahy.

Takový dům splňuje požadavky na bydlení dle soudobého vzorce a je patřičně dimenzovaný dle aktuální představy potřeb na celý život. Celý život v jednom bytě či domě.

2 MIGRACE, BYTOVÝ FOND, VLASTNICTVÍ BYTŮ

Hodnota nízké vnitřní migrace v České republice má jistě mnoho příčin. Jednou z nich je prakticky neexistující trh s volně pronajímatelnými byty a rodinnými domy v určitém standardu. Další příčinou je zdoluhavý úřední proces při změně trvalého bydliště; problematické je najít nového lékaře, mateřskou školu s volnou kapacitou, zařídit přestup do jiné školy. Určitě velké procento lidí nerado mění své prostředí, zaběhané rituály, své přátele. Stěhujeme se pouze v nezbytném případě. Z průzkumu, který provedl Sociologický ústav AV ČR v roce 2003 [2] je patrné, že třetina obyvatel ČR se za celý život nestěhovala vůbec.

Tab. 1 Stěhování v procentech [2]

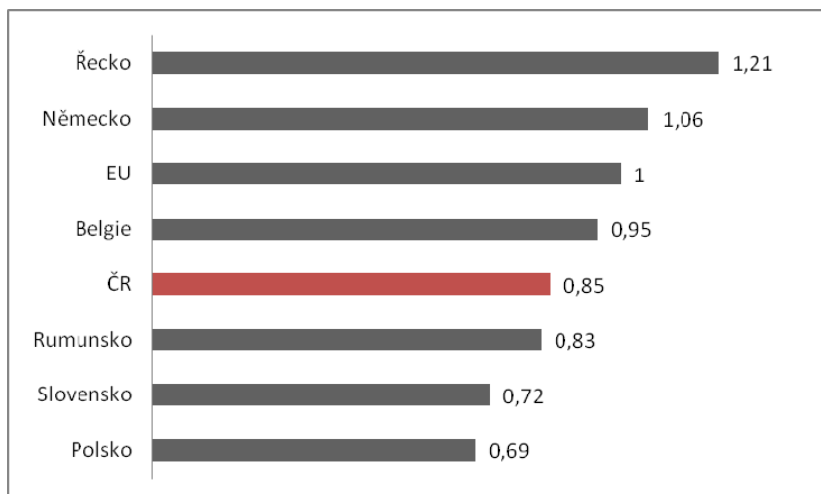
Sloupec1	starší 15 let	starší 19 let
nestěhoval se	39	34
stěhoval se jednou	25	26
stěhoval se dvakrát	19	21
stěhoval se třikrát	11	12
stěhoval se více než třikrát	6	7
celkem	100	100

Z tabulky č. 1 vyplývá, že alespoň jedno stěhování zažilo 66% obyvatel starší 19 let. Z podkladů Českého statistického úřadu lze vyčíst, že častější migrace je zaznamenána u dětí do pěti let, dále v období mezi 15-34 lety věku a u seniorů ve věku 75 a více.

Důvody stěhování jsou následující: rodinné důvody 69 %, bytové důvody 57 %, pouze 15 % dotázaných se stěhovalo za práci či studiem (z toho 9 % z uvedeného důvodu jednou) a jen malá část dotázaných (4%) se stěhovala z důvodu životního prostředí. Z toho se dá usuzovat, že nespokojenost s nedostatkem pracovních příležitostí či se špatným životním prostředím je jen v malém procentu případů řešeno radikální změnou bydliště.

Jev nižší vnitřní migrace v České republice je jistě ovlivněn několika hledisky. Jedním z nich je nižší počet bytů v České republice.

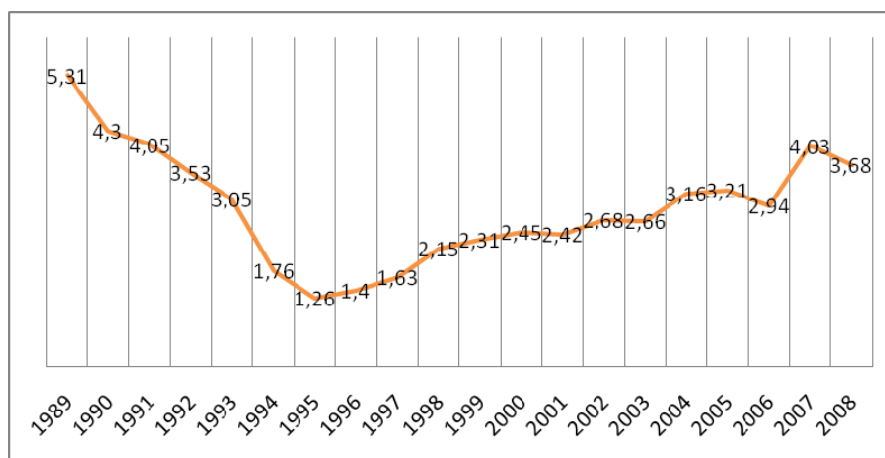
Na základě ukazatele počtu bytů na 1000 obyvatel patří Česká republika v evropském srovnání k podprůměrným státům, jejíž bytový fond dosahuje 85 % průměru Evropské unie. Lépe jsou na tom země západní Evropy, např. Německo. Pod průměrem EU je v těsném závěsu Belgie, dále Česká republika, Rumunsko, Slovensko. Nejnížší hodnotu z celkového porovnání dvaceti sedmi zemí Evropské unie vykazuje Polsko (69 %), nejvyšší Řecko (121 %). Srovnání vybraných zemí sleduje graf „Bytový fond“, viz obr. 1.



Obr. 1: Bytový fond – Index počtu bytů na 1000 obyvatel (průměr EU 27=1) [3]

Další hledisko ovlivňující migraci je zvýšení náklonnosti k bytům v osobním vlastnictví. Tento jev je patrný především v posledních patnácti letech. Dosud však počet těchto bytů na 1000 obyvatel nedosahuje hodnot zemí západní Evropy. Podíl bytů v osobním vlastnictví je tak v ČR o 15 % nižší než v Rakousku a o 25 % nižší než v Holandsku. Podíl bytů v osobním vlastnictví na 1000 obyvatel v Evropské unii činí 250, v České republice 150, nejvyšší hodnotu ze zemí EU vykazuje Bulharsko – 350 [3].

Intenzitu bytové výstavby v naší republice charakterizuje graf na obrázku 2.



Obr. 2: Intenzita bytové výstavby – počet dokončených bytů na 1000 obyvatel [4]

Z grafu je patrné, že nejvyšší hodnota 5,31 bytů na 1000 obyvatel byla dosažena naposledy v roce 1989. Od té doby byla tendence prudce klesající. Největší propad ve výstavbě bytů znamenal rok 1995. V následujících letech byly hodnoty mírně rostoucí s mírným poklesem v roce 2001 a 2005. Prudký nárůst byl zaznamenán mezi lety 2006-2007, kdy bylo dosaženo od roku 1989 zatím nejvyšší hodnoty 4,03 bytu na 1000 obyvatel. V následujících letech se však odrazila celosvětová hospodářská krize. Ve státech ekonomicky navázaných na USA došlo k propadovým hodnotám již v roce 2007.

Specifické pro Českou republiku je bydlení v družstevních bytech. Podíl družstevních bytů na 1000 obyvatel je 102. Kdyby se tak družstevní byty sečetly s byty v osobním vlastnictví, dosahovala by ČR průměrných hodnot Evropské unie [3].

Na 1000 obyvatel připadá 200 domácností žijících v bytech a 156 domácností žijících v rodinném domě. Nepříznivé hodnoty v neprospěch rodinných domů v poslední době „vylepšuje“ trend stěhování se na okraje měst do nově vzniklých satelitů. Podíl bytů v rodinných domech má tedy mírně rostoucí tendenci. Přes nadcházející hospodářskou krizi došlo k překvapujícímu navýšení podílu bytů v rodinných domech v roce 2008, kdy byla poprvé překročena hranice 50 %.

Větší počet domácností žijících v bytech jistě není způsoben tím, že by lidé preferovali tento způsob bydlení, jak se v některých studiích uvádí. Spíše je to dáno celkovou bytovou politikou naší republiky. Prostorový standard bytů je odlišný od prostorového standardu v rodinných domech. Lidé donucení z finančních důvodů žít v menších bytech v bytových domech touží po prostorném bydlení v rodinném domě, které je však investičně náročné. Není však řešení zpřístupnit bydlení individuální všem potencionálním zájemcům. Výsledky trendu odchodu z bytů vidíme v satelitech hyzdících okraje měst. Řešením by mohlo být v daném podílu vyrovnání prostorového standardu bydlení v bytových a rodinných domech. Proti tomu však hovoří průzkumy, které zjišťují malý zájem o vícepokojové byty v bytových domech. Možná je to dáno předražeností bytů, špatnými a předem předurčenými dispozicemi, daní za hromadné bydlení. Zcela se u nás v posledních dekádách vytratily kompaktní formy bydlení, které vnímám jako příjemný kompromis mezi bytovým domem a „rozlezlými“ satelity. Příklady řešení můžeme vidět na realizacích švýcarského Ateliéru 5 z Bernu.

Osamostatnění obyvatel starších 19 let dále ovlivňuje přístup k úvěrům na bydlení. Z výše uvedených dat lze vyčíst, že lidé považují bydlení v osobním vlastnictví za samozřejmost.

Hypotéka, jako půjčka na bydlení, je rozšířená v celé Evropě, ale lidé k ní přistupují v různých zemích různým způsobem.

Z evropské hypoteční sondy [6] vyplývá, že Italové a Němci si ponejprv zajistí větší část kapitálu spořením a menší část ceny nemovitosti zajistí úvěrem. V průměru v Evropských zemích si lidé spoří ¼ ceny nemovitosti. V Polsku a Pobaltí banky vyžadují mít naspořeno 1/5 ceny, aby bylo možné úvěr získat. V České republice v průměru banky vypůjčí na 85 procent z odhadní ceny; lze však čerpat i hypotéku na 100 procent ceny nemovitosti, kde je však nutné počítat s vyšší úrokovou sazbou. Proto bývá stěhování odkládáno do doby, než na tento typ úvěru zájemci dosáhnou.

Nejvyšší ceny nemovitostí kupovaných na hypotéku jsou v Německu (v průměru v přepočtu cca 6,915 milionů korun) a jelikož banka financuje hypotéku ze 72 %, je třeba si zbylých 28% naspořit (tj. zhruba 2 mil. korun). Průměrná délka splácení hypotéky v Německu je 31 let, v ČR 17. Tato situace v Německu zvyšuje poptávku po nájemních bytech a tuto formu bydlení využívá až 60 % domácností.

Omezená reprodukovatelnost a konečná rozloha země i půdy, ke stavění vymezené, velmi ovlivnila situaci s nemovitostmi ve Švýcarsku. Topografie země a hustá zalidněnost urbánních center, žene ceny pozemků často do nedostupných výšek. Snahou politických sil je zajistit střechu nad hlavou všem občanům za dostupné peníze. Proto je Švýcarsko považováno za zemi nájemníků, která v procentuálním počtu vlastníků rodinných domů figuruje na jednom z posledních míst v Evropě str. 63 z [7].

Nájemné bydlení v Německu je častěji vyhledáváno ve velkých městech a předpokládá také větší vnitřní migraci obyvatel oproti venkovu. Stejně tak v České republice z průzkumů Sociologického ústavu AV ČR (rok 2003) [2] vyplývá, že podíl obyvatel, kteří se v průběhu ani jednou nestěhovali je vyšší na venkově než ve městech (na venkově je 56 % lidí, kteří se nikdy nestěhovali, v Praze pak pouhých 18 %, což svědčí o neustále probíhajícím procesu urbanizace). Stejně jako v Německu je i u nás větší podíl bytů či domů v osobním vlastnictví na venkově a vyšší podíl pronajatých bytových prostor ve městech. Vlastnictví domu či bytu vyjadřuje jistotu a stabilitu, ale tvoří i překážku při případném stěhování. Výskyt a četnost stěhování je různý dle krajů (nejvyšší Karlovarský a Ústecký kraj a nejnižší Olomoucký a Zlínský kraj) a dále dle vzdělanosti obyvatelstva.

4 POROVNÁNÍ RYCHLOSTI RŮSTU PRŮMĚRNÉHO PLATU K HODNOTĚ 1 BYTU V RODINNÉM RESP. BYTOVÉM DOMĚ

Na to, že máme sklony lpět na své nemovitosti, má jistě vliv i okolnost, že rodinný dům mnohý investor alespoň z části stavěl „vlastníma rukama“ a především jej splácel po značnou část svého života. Následující tabulka představuje porovnání rychlosti růstu průměrného platu k hodnotě jednoho bytu v rodinném a bytovém domě. Hodnota bytu versus průměrný plat je zobrazena v počtu let potřebných ke splacení hodnoty bytu při průměrném platu.

Tab. 2 Porovnání rychlosti růstu průměrného platu k hodnotě jednoho bytu v rodinném a bytovém domě, množství let potřebných ke splacení bytu při průměrném platu [5], [8].

	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009
průměrný plat	12797	13614	14378	15524	16430	17466	18344	19546	20957	22691	23488
hodnota 1 bytu v tis. Kč (RD)	2403	2388	2406	2516	2613	2713	2742	2849	2906	3088	3122
hodnota 1 bytu v tis. Kč (BD)	1373	1285	1449	1234	1459	1424	1575	1664	1646	1889	2038
počet p. platů k pořízení bytu (RD)	188	175	167	162	159	155	150	146	138,5	136	133
tj. v letech	15,5	14,5	14	13,5	13,25	13	12,5	12,25	11,5	11,25	11
počet p. platů k pořízení bytu (BD)	107	94	100	80	81	81,5	86	79,5	78,5	83,25	87
tj. v letech	9	8	8,5	6,5	7,5	7,5	7	6,5	6,5	7	7,25

Z výše zmíněných dat vyplývá, že se postupně snižuje počet průměrných platů potřebných k pořízení bytu. Jelikož hodnota bytu v bytovém domě vykazovala v letech 2000, 2002 nižší hodnotu, projevilo se toto i ve výkyvu křivky porovnání počtu průměrných platů k pořízení bytu ve smyslu snížení počtu průměrných platů. Další výkyv je patrný mezi lety 2004 a 2005, kdy v roce 2004 došlo k mírnému snížení hodnoty bytu oproti předcházejícímu roku, naopak v roce 2005 došlo k prudkému nárůstu. Hodnota bytu v rodinném domě má téměř pravidelně navyšující se hodnotu.

Vzhledem k rychlejšímu růstu průměrného platu než hodnoty jednoho bytu, se postupně snižuje množství let potřebné k splacení hodnoty bytu. V roce 2009 tak docházíme k počtu 11 let ke splacení bytu v rodinném domě a 7,25 let ke splacení bytu v bytovém domě. Stále však ještě nedosahujeme 2,5 let, které jsou v průměru potřeba v Německu ke splacení jednoho bytu.

Jelikož průměrného platu nedosahuje až 2/3 obyvatel České republiky, bylo by zajímavější použít spíše než průměrný plat střední hodnotu, tzv. medián, kdy by nejméně 50 % hodnot, v našem případě výše jednotlivých platů obyvatel ČR, bylo menších nebo rovných a nejméně 50 % hodnot větších nebo rovných mediánu. Získali bychom reálnější údaj o dosažitelnosti vlastního bydlení.

5 STUPNĚ BYDLENÍ, POČET POKOJŮ

Bydlení lze dělit na několik stupňů. Bydlení startovací, tzn. bydlení pro mladé rodiny, pro seniory (při osamostatnění dětí nastává nová etapa života s novými podmínkami pro bydlení), single pro jednočlenné domácnosti, rodinné bydlení, početnější rodinné, tzv. více-generační a „speciální“ bydlení pro seniory (které pro účel této práce neuvažujeme).

Tab. 3 Podíl bytů podle počtu pokojů v % v ČR v roce 1999 a 2009 v rodinných domech [4]

počet pokojů	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009
garsoniéry	0,6	0,3	0,4	0,3	0,4	0,3	0,3	0,2	0,3	0,2	0,3
jednopokojové	1,2	1,1	1,2	1,1	1,3	0,9	0,8	0,7	0,8	0,8	0,8
dvoupokojové	5,3	5,4	5,4	5,4	4,6	4,6	5,3	4,4	3,6	3	3,3
třípokojové	17	17	17,4	15,9	16	15,8	15,2	15,3	15,2	14	15,4
čtyřpokojové	30,5	31	31,6	32	33,4	33,6	34,2	37,9	37,6	40,2	40,5
pětipokojové a větší	45,3	45,1	43,9	45,3	44,2	44,8	44,1	41,5	42,5	41,8	39,7

Tab. 4 Podíl bytů podle počtu pokojů v % v ČR v roce 1999 a 2009 v bytových domech [4]

počet pokojů	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009
garsoniéry	12,8	8,5	9,7	11,5	8	15,1	9,8	8	11,5	7,3	6,6
jednopokojové	24,9	22,8	21,3	31,5	21,2	27	19,3	20,7	15,6	14,5	15,5
dvoupokojové	27,9	37,5	36,6	31,1	38,3	28,6	39,5	36,5	36,6	39	39,7
třípokojové	25,7	25,7	25,2	20,7	26	21,9	25,4	27,7	29,1	30,6	29,6
čtyřpokojové	7,6	4,7	6,3	4,8	5,9	6,3	5,2	6	6,5	7,5	7,7
pětipokojové a větší	1,1	0,7	0,9	0,4	0,7	1,1	0,8	1,1	0,6	1,1	1

Z tabulky č. 3 a 4 vyplývá, že podíl vícepokojových bytů je více zastoupen v rodinných domech, zatímco garsoniéry, jedno až třípokojové byty jsou více zastoupeny v bytových domech. Pět a více pokojové byty se objevují v hromadném bydlení pouze minimálně, kdežto v rodinných domech zaujímají velké procento. I když od roku 2007 dochází k mírnému úbytku, zaznamenali jsme v roce 2009 celkem 39,7 % těchto vícepokojových variant řešení rodinného domu. O necelé procento je převyšují byty čtyřpokojové (40,5%), které se vyskytují nejčastěji. Významně menší hodnoty dosahují byty v rodinných domech třípokojové a zcela výjimečně jsou zastoupeny garsoniéry a jednopokojové rodinné domy.

Také průměrná výměra bytů v bytových a rodinných domech poukazuje na situaci, která na našem trhu figuruje. Zatímco v bytových domech jsou zastoupeny méněpokojové byty s menší výměrou, v rodinných domech převládají vícepokojové varianty s větší výměrou. Tato situace předurčuje i využití obou typů bydlení. Lapidárně řečeno, chcete-li více pokojů a prostoru, musíte stavět rodinný dům, protože v bytových domech splňuje tuto potřebu minimum bytů.

Jednotlivé hodnoty popisuje následující tabulka. V roce 2009 zaznamenáváme průměrnou obytnou plochu jednoho dokončeného bytu v m² v rodinném domě 94,4 m², v bytovém domě 52,1 m², tj. celkem 74,2 m².

Tab. 5 Bytová výstavba v České republice mezi roky 1999-2009 [4]

Sloupec1	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009
obytná plocha 1 dokončeného bytu v m ²	69,2	68,2	70,1	68,5	69,2	68,5	70,3	71,8	70,4	76	74,2
obytná plocha 1 dokončeného bytu v RD v m ²	96,5	96,9	96,3	97	96,6	97	98,1	97,9	97,1	96,3	94,4
obytná plocha 1 dokončeného bytu v BD v m ²	51	45,2	48	43,7	49,3	47,5	50,4	50,2	50,7	54	52,1

pozn. RD - rodinný dům, BD - bytový dům

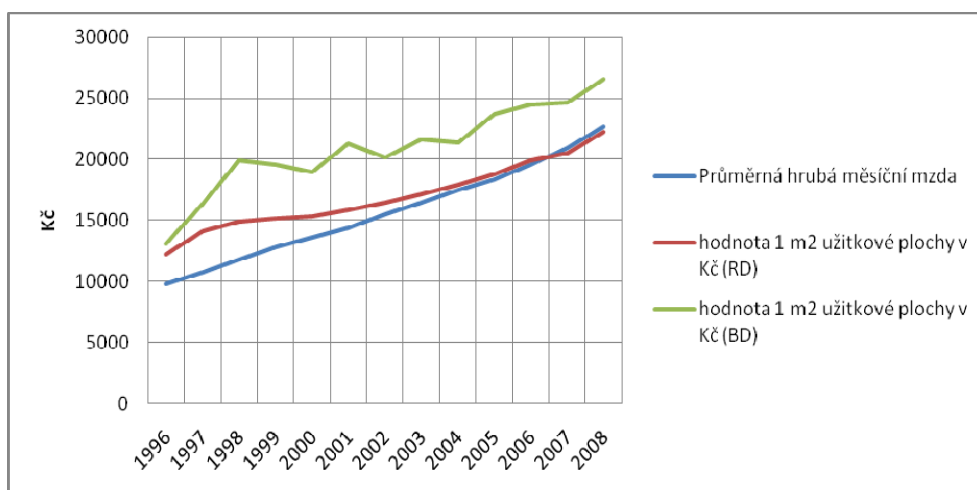
6 DŮM JAKO HODNOTA

Lidé si staví dům nejen jako potřebu bydlet, ale také jako presentaci dosažené životní úrovně či pro pocit dobrého zajištění rodiny.

V domě, který si mladá rodina pořídí, vychová děti, které jednou odejdou. Probíhá zde samostatný život rodičů, někdy přibude péče o prarodiče a přijde stáří. Každé období vyžaduje jiné nároky na velikost a zařízení domu. Aby toto dům zajistil, realizuje se většinou patřičně dimenzovaný, přestože jsou v životě období, kdy se tento komfort nevyužije.

Takový dům je samozřejmě investičně náročný. Splátky hypotéky tak běžně dosahují 1/3, někdy dokonce ½ příjmu mladé rodiny. K tomu se dále načítá provozní náročnost, jak z finančního hlediska, tak i z časového.

Na následujícím grafu je patrná rychlost růstu průměrné hrubé měsíční mzdy a zároveň rychlost růstu hodnoty 1 m² užitkové plochy v rodinném a bytovém domě mezi lety 1996 – 2008.



Obr. 3: Porovnání rychlosti růstu hodnoty užitkové plochy a hrubé měsíční mzdy [4], [9]

Taková náročnost, i když si to někdy neuvědomíme, ochuzuje rodinný život o další požitky.

Nelze také pominout skutečnost, že stavby negativně ovlivňují a zatěžují životní prostředí. Uvádí se, že stavby – ač na celkovém povrchu Země tvoří jen malou část – mohou až za polovinu znečištění [10].

7 KOLIK PROSTORU UNESU?

Zastavme se a zamysleme se, kolik prostoru a kolik věcí k životu potřebujeme. Při cestování, kdy si vše neseme v baťožu na zádech, ať už jedeme poznávat cizí kultury nebo plánujeme několikadenní trek v horách, si uvědomíme, co je pro člověka důležité, co opravdu potřebuje.

Je třeba zabalit do jednoho baťožu, který musíme pohodlně unést. Při balení shromáždíme věci na hromadu, kterou postupně třídíme. Řadíme věci dle priorit, děláme kompromisy. Nad něčím moc nepřemýšlíme. Byla to pouze alternativa toho, co už máme, nebo to představovalo zbytečný komfort. Něčeho se zbavujeme hůř. Jsou to věci na úkor pohodlí, nebo na úkor „vizáže“ cestovatele. Vše, co si nakonec ponecháme, je praktické a funkční. Zvolíme-li správně, nebude nám na cestách nic chybět. Vezmeme – li toho moc, budeme to po celou dobu s sebou vláčet, bude nás to stát síly, každé ráno před další cestou budeme zbytečnosti znovu přerovnávat a balit.

Stejně by to mohlo probíhat při řešení programu rodinného domu. Uvědomit si, co nutně potřebuji, bez čeho se obejdu. Účelně navrhnout dispozici a neplýtvat prostorem. Vsadit na variabilitu

stavby tak, aby se přizpůsobila měnícímu se životu rodiny. Myslet na to, že každou místnost navíc, kterou nutně nepotřebuji, lehce něčím zaplním. Možná se mi bude bydlet o málo pohodlněji, ale je také možné, že tento prostor povláčím životem jako právě ten přetížený baťoh. A to nejen kvůli financím, ale i provozu, elementární potřebě či nutnosti místnost pravidelně uklízet a udržovat.

Důležité je, že si každý balíme svoje vlastní zavazadlo. Dům navrhujeme na svoje vlastní potřeby.

Když se oprostíme od té zátěže, od hromadění prostorů a věcí, od vymýšlení co ještě uspokojí mé majetkové touhy, možná nám zbude prostor a čas i finance na dávno zapomenuté hodnoty, jako je příroda, mezilidské vztahy, rodina, zdraví naše i našich blízkých, či sama podstata života.

8 MŮJ VLASTNÍ BATOH

Následně je uveden příkladový rodinný dům, kde jsou užity zde uvedené teorie.

Autorem projektu rodinného domu je autorka článku.

Do projektu, který se rodil během roku 2004, byly vneseny nejnutnější požadavky investora. Realizace proběhla v následujícím roce. Vznikl dům s užitnou plochou 76 m², zastavěná plocha činí 55 m². V domě žije čtyřčlenná rodina. Objekt je 11 m dlouhý a 5 m široký.

Přízemí je vyhrazeno vstupnímu prostoru a společenské části domu. Zde se odehrává největší část života rodiny. Patro je určeno pro klidovou zónu. Je přístupné přímo z obytné části v prvním nadzemním podlaží. To se osvědčilo hlavně pro aktivnější komunikaci členů rodiny. Druhé nadzemní podlaží tvoří ložnice dětí (2 chlapci), ložnice rodičů s pracovním koutem, koupelna. Chodba je využívána jako knihovna. Velkou část roku zpřijemňuje pobyt terasa, přiléhající k obytnému prostoru v přízemí, s přímou návazností na zahradu. Tu tvoří původní, 35 let starý, ovocný sad.

Minimální prostor předpokládá využití každého centimetru a strategické rozmístění úložných prostor. Věci, které vlastním, využívám. Nic nehromadím, s výjimkou zážitků a vzpomínek.

Těsná blízkost obyvatel domu upevňuje vztahy a socializuje členy domácnosti pro život ve společnosti.

Volný čas přináší větší nároky na činnosti prováděné v domácnosti. Alternativou jsou výlety, procházky, sport, kultura. Posilují zdraví a získávám zážitky.

Výsledkem může být bohatý život, i když mám jen ten svůj batoh na zádech.

Až ho neunesu, vezmu své vzpomínky a využiji některou z forem bydlení pro seniory.

Bydlení není jen návrh domu, je to celkový přístup k životu.



Obr. 4: Pohled na příkladový dům ze zahrady



Obr. 5: Půdorysné řešení příkladové realizace

9 ZÁVĚR

Analýzu informací a dat uvedených v tomto článku lze jednoduše vyjádřit úryvkem z dětské pohádkové knihy:

„Granáty,“ vzlykal Čenich. „Ani jeden jsem si s sebou nevzal!“

Šňupálek se posadil vedle něho a pravil vlídně:

„Já vím. Všechno se stane těžkým, když chceme věci vlastnit, nosit je s sebou a mít je. Já se na ně jenom dívám, a když jdu pryč, odnáším si je v hlavě. To mi dělá větší radost než nošení zavazadel.“ str. 52 z [11].

LITERATURA

- [1] BANGS H., Návrat posvátné architektury, vydavatelství Levné knihy, 2008, citace ze strany 3.
- [2] JEŘÁBEK M., Migrace v ČR, Centrum pro výzkum veřejného mínění, Sociologický ústav AV ČR, zveřejněno dne 9. 7. 2003, www.cvvm.cas.cz.
- [3] SVAČINA L., Jak se bydlí Čechům v porovnání s Evropany, zdroj Studie „Finanční krize v rezidenčním developementu“, výpočet Deloitte a Hyposervis, zveřejněno dne 26. 3. 2009, www.hypindex.cz.
- [4] Český statistický úřad, Tab. 11.01 Bytová výstavba v ČR, aktualizováno 21. 1. 2011, www.czso.cz.
- [5] Český statistický úřad, Sčítání lidu, domů a bytů 2001, zveřejněno 13. 12. 2005, www.czso.cz.
- [6] BURÍNSKÁ B., Evropská hypoteční sonda, zveřejněno 21. 9. 2010, <http://finance.idnes.cz>.
- [7] OPLATEK J., Bytová výstavba ve Švýcarsku, časopis Stavba č. 4, ročník 2001, strana 62-65.
- [8] Český statistický úřad, Průměrné mzdy – ČSÚ rychlé informace, zveřejněno 6. 12. 2010, www.czso.cz.
- [9] Ministerstvo práce a sociálních věcí, www.mpsv.cz.
- [10] DAY Ch., Duch a místo, vydavatelství Era, rok 2004.
- [11] JOHSSONOVÁ T., Příběhy o skřítcích muminech, část Kometa, vydavatelství Albatros, 1995.

Oponentní posudek vypracoval:

Doc. Ing. arch. Iva Poslušná, PhD., FA VUT v Brně.

PhDr. Benjamin Fragner, FA ČVUT v Praze, Ústav teorie a dějin architektury.

Denisa CIHLÁŘOVÁ¹, Tomáš SEIDLER²

NÁVRH MONITOROVACÍHO SYSTÉMU PO DOKONČENÍ VÝSTAVBY

PROPOSAL FOR MONITORING OF ROAD EMBANKMENTS AFTER THEIR FINALIZATION

Abstrakt

Tento příspěvek popisuje efektivní metodu monitoringu stavebního díla po dokončení výstavby. Tato metoda je čistě matematická, vychází z analýzy interakce stavby – podloží a je schopna identifikovat stav stability stavebního díla. V tomto případě tuto interakci charakterizují poklesy měřené během výstavby vyztužené zemní konstrukce. Stav objektu je určen pomocí spektrální analýzy a následně její Kendallovou korelací. Odhad poklesů je proveden pomocí Gama funkce.

Klíčová slova

Monitoring, interakce stavby- podloží, Kendallova korelace, spektrální analýza, Gama funkce.

Abstract

This paper is focused on the monitoring of a construction work, once achieved. The described method is based on the mathematical evaluation of the physical construction-subsoil model. In this case mean, the spectral analysis applied to the time-scale measured data, followed by the Kendall's Tau indicates the construction stability, while the Gama function of the spectral data may predict the "time dependent" construction subsidence.

Keywords

Monitoring, construction-subsoil interaction, Kendall correlation, spectral analysis, Gama function.

1 ÚVOD

Numerické či analytické modelování je v současné době nedílnou součástí monitoringu a umožňuje analýzu veličin charakterizující interakci systému stavba – podloží. Nejsložitějším úkolem při tvorbě numerického modelu zemního tělesa je fakt, že na zeminu musíme pohlížet jako třífázové prostředí [1]. Vytvoření matematického modelu, který by přesně odpovídal fyzikálnímu stavu je nemožné, musí se tedy přistoupit k jistému zjednodušení, která však může vést k chybným závěrům. Model samotný je založen na určité základní hypotéze a vstupuje do něj velké množství parametrů, jež mohou být zjištěny jednak empiricky z laboratorních nebo terénních měření a jednak odpočtem z existujících tabulek a grafů (pružnost, plasticita, permeabilita atd.). Záměrem je tyto komplikace obejít a vytvořit matematický model, který by byl schopen pro jisté monitorované parametry odpovědět na dvě základní otázky, a to:

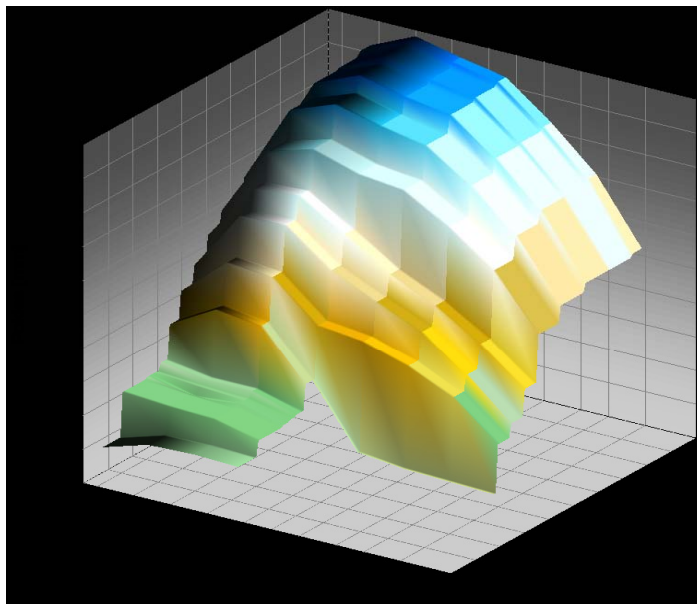
α - v jakém stavu se nachází systém jako celek? (stabilní, nestabilní)

¹ Ing. Denisa Cihlářová, Ph.D., Katedra dopravních staveb, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 315, e-mail: denisa.cihlarova@vsb.cz.

² Ing. Tomáš Seidler, Katedra dopravních staveb, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 981, e-mail: tomas.seidler@vsb.cz.

Ω - je možné extrapolovat, odhadnout stav, za jistý časový interval?

Je jasné, že pokud chceme ignorovat geofyzikální vlastnosti systému, musíme se zaměřit na analýzu interakce stavba – podloží jako na jeden celek, odtud použití názvu Makro-Model. Analýza stavu uvnitř stavebního díla nebo podloží je ponechána jiným metodám (MKP, MHP, atd.). Vstupní databázi jsou hodnoty měření provedené v časové ose, a to jak během, tak i po ukončení stavby. Vzájemnou interakci stavba-podloží nejlépe charakterizují poklesy a jsou tedy použity jako vstupní hodnoty pro Makro-Model. Jeho grafické zobrazení v časoprostoru je uvedeno v obr. 1.



Obr. 1: Profily měření poklesů v čase

2 TEORETICKÝ PŘEDPOKLAD

2.1 Analýza v časové ose

Ve fyzikální doméně lze pokles, jako funkci interakce parametrů stavebního díla a podloží, zjednodušit na vztah:

$$Pokles(t) = F(s, p), \quad (1)$$

kde:

- s – parametr zatížení (výška díla, měrná tíha),
- p – parametr charakterizující stlačitelnost podloží (pružnost, vnitřní napětí, doba zatížení....),
- t – čas měření.

Předpokládá se, že časový průběh poklesů naměřených v určitém bodě splňuje podmínky:

$$Pokles(t_0) = 0;$$

$Pokles(t_2) \geq Pokles(t_1)$, $t_2 > t_1$; v případě, že $t_2 < t_1$ je nutné analyzovat důvod odtížení a provést vhodnou substituci t_2 .

Tyto podmínky odpovídají definici Poissonova procesu (v případě odtížení je třeba náhodné proměnné $N(t)$, $t \geq 0$ za podmínek:

$$N(0) = 0,$$

- četnosti v každém odděleném intervalu jsou na sobě nezávislé;
- četnost v daném intervalu je závislá pouze na délce intervalu;

- stejné četnosti nemohou proběhnout ve stejném čase.

Lze tedy nahradit měřenou křivku poklesů, závislou na fyzických parametrech, Poissonovým rozdělením, jež je na fyzických parametrech nezávislé. Poissonovo rozdělení pravděpodobnosti lze pro všechny hodnoty $k = 0, 1, 2, \dots$ náhodné veličiny $N(k)$ vyjádřit pomocí parametru $\lambda > 0$ jako, dle [2]:

$$p(n, \lambda) = \frac{\lambda^n \cdot e^{-\lambda}}{n!}, \quad (2)$$

s diskrétním rozdělením pravděpodobnosti Power Mass Function (PMF), a distribuční funkcí Cumulative Distribution Function (CDF),

$$CDF = e^{-\lambda} \sum_{i=0}^k \frac{\lambda^i}{i!}, \quad (3)$$

Tato funkce je však definována v diskrétních bodech (násobky pravidelného intervalu mezi měřeními), což víceméně neodpovídá situaci v praxi. Použijeme tedy pro vyjádření CDF gama funkci, která je kontinuální a definovaná pro všechna reálná $x \geq 0$ dle [3].

$$CDF = \frac{\Gamma(\lfloor k+1 \rfloor)}{\lfloor k! \rfloor}, \quad (4)$$

kde

$\Gamma(\lambda, k)$ - je neúplná gama funkce,

$\lfloor k \rfloor$ - je spodní funkce.

Počítáme-li s reálnými čísly, vyjádříme CDF pomocí neúplné gama funkce $P(s, x)$, která je definována jako integrační funkce stejného integrandu dle [4]:

$$P(s, x) = \frac{\gamma(s, x)}{\Gamma(s)}, \quad (5)$$

s limitními podmínkami $P(s, 0) = 0$; $P(s, \infty) = 1$,

kde

$\Gamma(s)$ - je gama funkce:

$$\Gamma(s) = \int_0^{\infty} t^{s-1} e^{-t} dt, \quad (6)$$

a

$\gamma(s, x)$ - je spodní neúplná gama funkce, horní mez je variabilní, zatímco spodní mez je konstantní:

$$\gamma(s, x) = \int_0^x t^{s-1} e^{-t} dt. \quad (7)$$

2.2 Analýza v podélné ose

V podélné (prostorové) ose nelze předpokládat funkční závislost náhodné veličiny na pozici měřicího bodu. Poklesy v každém bodě profilu jsou ovlivněny zejména geofyzikálními parametry pod bodem měření. Lze však provést transformaci do frekvenční domény, kde je analýza dat přesnější a citlivější, zejména však nepotřebujeme znát hodnoty parametrů, které křivky ovlivňují.

Fyzikální proces může být vyjádřen buď v časové doméně, jako funkční závislost h na čase, tj. $h(t)$, nebo, ve frekvenční doméně, kde amplituda H (komplexní číslo, které určuje také fázový posun) je funkcí frekvence f , tedy $H(f)$; $(-\infty < f < \infty)$.

Dle [3] je užitečné brát $h(t)$ a $H(f)$ jako dvě rozdílné reprezentace jedné a té samé funkce. Jejich matematické vyjádření je:

$$H(f) = \int_{-\infty}^{\infty} h(t) e^{2\pi i f t} dt, \quad (8)$$

$$h(t) = \int_{-\infty}^{\infty} H(f) e^{2\pi i f t} df. \quad (9)$$

V praxi však nelze zmapovat funkci $h(t)$ průběžně, je pouze zmapována v násobku časových intervalů Δ a průběžná funkce $h(t)$ je tudíž nahrazena diskretní funkcí (10):

$$h_n = h(n\Delta), n = \dots, -3, -2, -1, 0, 1, 2, 3, \dots \quad (10)$$

Reciproční hodnota intervalu Δ představuje vzorkovací frekvenci. Každý vzorkovací interval má speciální frekvenci. „Nyquistova kritická frekvence“ f_c , je dána:

$$f_c = \frac{1}{2\Delta}. \quad (11)$$

Tato frekvence je velice důležitá, jednak v relaci s vzorkovacím teorémem, a jednak skutečností, že pro kontinuální funkci, jejíž šířka frekvenčního pásma je větší než Δ , bude frekvenční spektrum, které leží mimo interval $-f_c < f < f_c$, vloženo do tohoto intervalu (Aliasing). Tento fakt a také skutečnost, že měřené body na profilu nejsou rozmístěny v pravidelných intervalech, vedl k použití transformace pomocí Metody Maximální Entropie (Maximum Entropy Method), která zahrnuje nejen frekvence Nyquistova intervalu, ale také i celou škálu frekvencí v komplexní z -rovině. Výsledkem je odhad frekvenčního spektra:

$$S(f) \approx \frac{1}{\left| \sum_{k=-M/2}^{M/2} b_k z^k \right|^2} = \frac{a_0}{\left| 1 + \sum_{k=1}^M b_k z^k \right|^2}, \quad (12)$$

kde

$$z \equiv e^{2\pi i f \Delta},$$

b_k – koeficienty Fourierovy transformace,

$S(f)$ – odhad výkonového spektra,

$a_k, \dots$ – koeficienty odvozené z koeficientů Fourierovy transformace s podmínkou, že z leží na jednotkové kružnici.

Je-li autokorelace v intervalu j diskretní funkce c_k jako:

$$R_j \equiv \langle c_i c_{i+j} \rangle, j = \dots, -3, -2, -1, 0, 1, 2, 3, \dots \quad (13)$$

kde hodnoty v $\langle c_i c_{i+j} \rangle$ znamenají průměr přes i , pak pro konečný počet hodnot $c_0 \dots c_N$, je nejvíce přirozenějším odhadem autokorelace rovnice (13) výraz:

$$R_j = R_{j-1} \approx \frac{1}{N+1-j} \sum_{i=0}^{N-j} c_i c_{i+j}, \quad (14)$$

$$j = 0, 1, 2, \dots, N.$$

Podle teorému „Wiener-Chinčinovy“ transformace se autokorelace rovná mocnosti spektra. V rovině z tato transformace představuje Laurentovy řady a tedy:

$$R(f) = \frac{a_0}{1 + \sum_{k=1}^M a_k z^k} \approx \sum_{j=-M}^M R_j z^j. \quad (15)$$

Operátor $\approx$ zde znamená, že levá strana rovnice se rovná pravé straně v intervalu $\langle z^{-M}, z^M \rangle$. Mimo tento interval se pravá strana rovná nule, zatímco levá strana může stále mít nenulové členy.

Počet koeficientů M odpovídá řádu či počtu pólů dané aproximace. Proměnná M může být jakékoliv celé číslo i větší než N (počet auto-korelací). Teoreticky řečeno je tato metoda schopna „zmapovat“ celý signál, tedy i část, která je mimo interval vstupních dat. V praxi se však volí řád aproximace M mnohem menší než N .

3 PRAKTICKÁ APLIKACE

Pro ověření teoretických předpokladů bylo použito měření na opěrné stěně (SO 8246, SO 7280), která je sledována již od roku 2004. Jedná se o 11 nivelačních bodů, které jsou umístěné u paty opěrné zdi.

3.1 Časová osa

Záměrem je určit parametry neúplné gama funkce z již známých naměřených hodnot a následovně s její pomocí předpovědět hodnotu poklesu v následujícím bodě.

Příprava vstupních dat:

Stavba byla budována ve dvou etapách:

SO -8246, body G1-G6, začátek výstavby 4. červenec 2004,

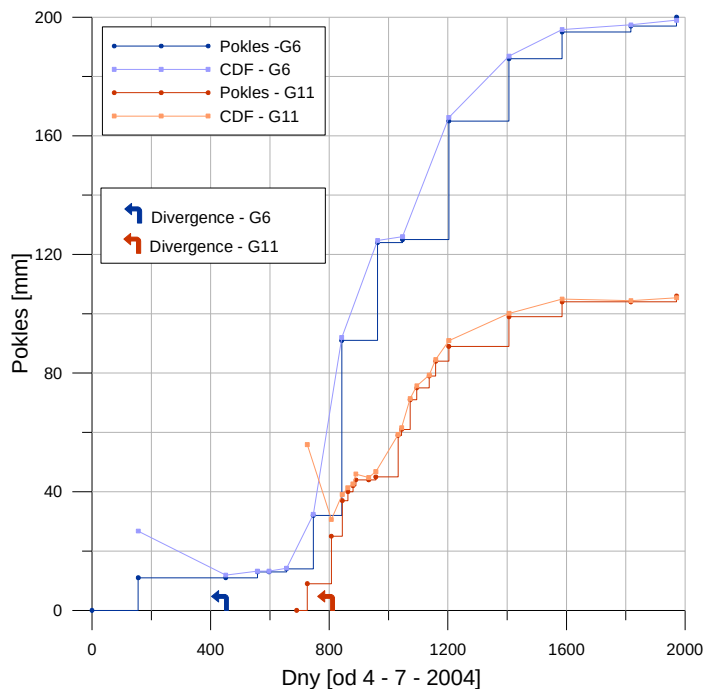
SO -7280, body G7-G11, začátek výstavby 4. květen 2006.

Z důvodu uniformity náhodné veličiny je bod t_0 společný pro všechny profily a stanoven na začátek výstavby 8246. Pro výpočet a , $\Gamma_{(a, x)}$, $\gamma_{(a, x)}$ je bráno $T = n - 1$ měření (T odpovídá měření z 25. června 2009). Poklesy z 26. listopadu 2009 jsou předpovězeny. Obrázek 2 demonstruje shodu vypočtených a naměřených hodnot. Poslední body křivek CDF (kumulativní distribuční funkce) odpovídají odhadnutým hodnotám (měření $T+1$). Divergence určuje spodní interval platnosti Poissonova procesu (nepravidelný interval vzorkování).

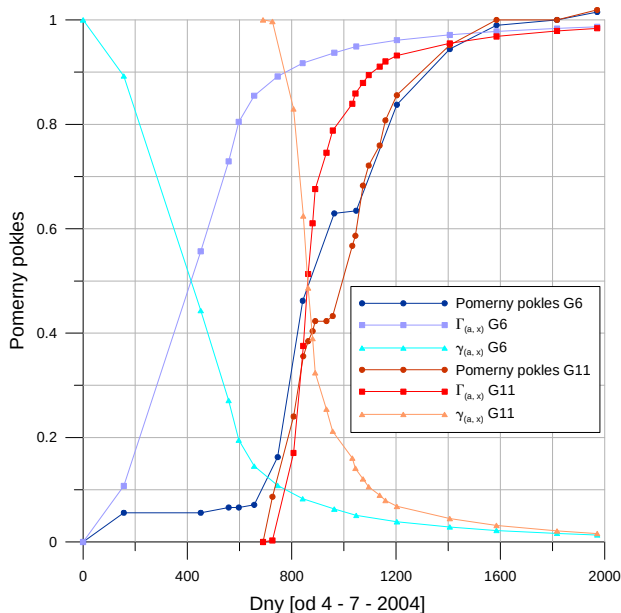
Oprávněnost využití Gama funkcí k interpolaci (dolů) a extrapolaci (nahoru) pro trojici měření $\langle n-1, n, n+1 \rangle$ je znázorněna na obr. 3. Je vidět, že v tomto intervalu můžeme předpokládat:

$$p_{(i)} \approx \Gamma(a_n, x_i) + \gamma(a_n, x_n); \text{ pro } i = n-1, n+1.$$

Pro měření mimo interval trojice tento vztah neplatí a je třeba použít Gama funkce platné pro odpovídající referenční bod n .



Obr. 2: Porovnání poklesů naměřených a vypočtených pomocí Gama funkcí



Obr. 3: Křivky poklesů a průběh Gama funkcí v referenčním bodě T (25-6-2009)

Jde zde vlastně o rekurzivní (shora dolů) aplikaci vlastnosti Poissonovy distribuce dle [2]

$$e^{-\alpha} = e^{-\alpha(p_1 + p_2 + \dots + p_n)} \quad (16)$$

a s tím související projekce do Gama funkcí a CDF.

Výsledky extrapolace pro všechny profily jsou uvedeny v tab. 1. I přes značný interval extrapolace (154 dní) nepřesahuje chyba odhadu ani v jednom bodě měření 1 %.

Tab. 1: Naměřené a vypočtené poklesy pro čas 1971 (26-11-2009)

Bod	Měření [mm]	Výpočet [mm]	Rozdíl [mm]	%
G1	139.000000	138.723236	-0.276764	0.199111
G2	168.000000	167.061356	-0.938644	0.558717
G3	186.000000	185.189087	-0.810913	0.435975
G4	198.000000	198.259827	0.259827	0.131226
G5	192.000000	191.041428	-0.958572	0.499256
G6	200.000000	198.958481	-1.041519	0.520760
G7	187.000000	187.532761	0.532761	0.284899
G8	167.000000	167.263718	0.263718	0.157915
G9	160.000000	160.196777	0.196777	0.122986
G10	143.000000	142.907135	-0.092865	0.064941
G11	106.000000	105.386322	-0.613678	0.578942

3.2 Podélná osa

Základem je aplikace druhého termodynamického zákona. Předpokládáme, že pokud je systém v rovnovážném stavu, musí „jistě“ parametry být konstantní, přinejmenším pro dvě sousední měření v časové ose. V časové doméně je evidentně nemožné tyto parametry identifikovat. Jiná situace nastává ve frekvenční doméně, kde změna stavu musí indukovat změnu výkonového spektra (amplituda, fázový posun) nezávisle na tom, který parametr (v časové doméně) tuto změnu vyvolal. Analýza ve frekvenční doméně nám navíc zajišťuje porovnávací uniformitu nezávislou na počtu měřených bodů (interval vzorkování je konstantní – definován zlomkem Nyquistovy frekvence, který je volitelný pouze z hlediska matematické analýzy, tady 0,01).

Identifikace stavu systému (stabilní / nestabilní) je rozložena do dvou fází:

- transformace dat do frekvenční domény;
- statistická analýza (korelace) mocnosti spektra v časové ose (měření i , $i+1$).

Restrikce v čase:

Tab. 2: Společná měření

Dny	Datum
656	20. leden 2006
746	30. červen 2006
842	26. říjen 2006
963	16. únor 2007
1047	14. květen 2007
1203	20. říjen 2007
1406	10. květen 2008
1585	5. listopad 2008
1817	25. červen 2009
1971	26. listopad 2009

Pro analýzu frekvenčního spektra po celé délce profilu lze použít pouze ta měření, která můžeme považovat jako provedená v jednom čase, a to jak pro část 8246, tak i pro část 7280. Měření splňující tuto podmínku jsou uvedena v tab. 2.

Restrikce v podélné ose:

Na celkové délce stěny (138 m) je umístěno 11 měřicích bodů (interval 12,55 m). Jejich rozmístění však není pravidelné. Rozptyl mezi pozicí měřeného bodu a jemu odpovídajícímu násobku diskrétního intervalu, tab. 3, se projeví:

- „fiktivním“ fázovým posunem frekvencí, který je však konstantní v časové ose a můžeme jej tedy ignorovat;
- asymetrií odezvy korelační analýzy.

Tab. 3: Skutečné a diskrétní souřadnice v prostorové ose

bod (n)	Vzdálenost	(n-1)dx	Rozdíl
G1	0.019	0.0	0.019
G2	5.95	12.55	-6.6
G3	21.95	25.10	3.15
G4	37.93	37.65	0.29
G5	53.91	50.20	3.71
G6	69.90	75.3	-5.4
G7	81.93	87.85	-5.92
G8	93.88	100.4	-6.52
G9	109.87	112.95	-3.08
G10	121.85	125.5	-3.65
G11	137.90	138.05	-0.15

Příprava vstupních dat:

Centralizace naměřených hodnot podle prvního momentu $M^{(1)}$:

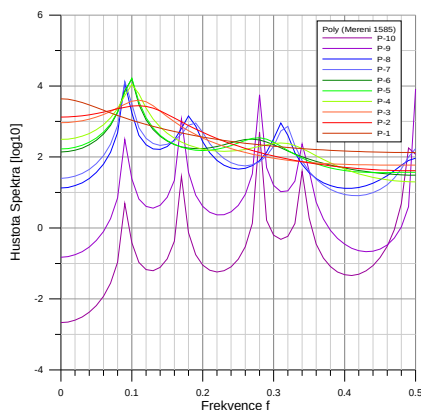
$$M^{(1)} = \frac{\sum_{i=1}^n pokles_i}{n}, \quad (17)$$

$$T_i = pokles_i - M^{(1)}. \quad (18)$$

Mocnost spektra je následně vypočítána pomocí Metody Maximální Entropie. Obrázek 5 představuje křivky pro profil v čase 1585 (měření 5 -11- 2008). Závislost průběhu spektrální křivky na počtu polů transformace je evidentní. Volba počtu polů je jednak závislá na počtu dat v časové doméně a jednak na analýze odpovědi samotné transformace, zde však neexistuje obecné pravidlo aplikovatelné na algoritmus. Podle počtu extrémů můžeme rozdělit křivky do těchto čtyř skupin:

- póly 1-3 (červená skupina); rozptyl signálu v celé šířce spektra;
- póly 4-6 (zelená skupina); lokalizace podstatných frekvencí;
- póly 7-8 (modrá skupina); zúžení rozsahu podstatných frekvencí a možné vytvoření nežádoucích (uměle vytvořených) extrémů;
- póly 9-10 (fialová skupina); amplifikace nežádoucích extrémů.

Pro daný model představuje varianta o šesti pólech nejlepší kompromis mezi citlivostí a generováním nežádoucích extrémů a je použit v následných analýzách, viz obr. 4.



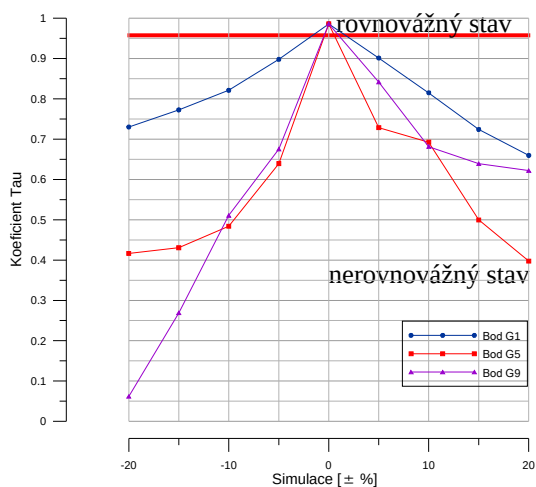
Obr. 4: Závislost mocnosti spektra na počtu pólů

Podle předpokladu je stav systému definován relací mezi mocností frekvenčního spektra pro měření v čase „ n “ a mocností frekvenčního spektra pro měření v čase „ $n+1$ “.

Statistická analýza „sousedních párů měření“ byla provedena pomocí těchto korelačních metod:

- Pearson – parametrická;
- Spearman - neparametrická, váha skupin;
- Kendall – neparametrická, bez skupin.

Jako nejcitlivější byla shledána Kendalova metoda korelace, kdy byly simulovány poklesy k datu 26. 11. 2009 v bodech G1, G5, G9 viz obr. 5. Skutečné naměřené hodnoty byly upraveny o -20, -15, -10, -5, +5, +10, +15, +20 procent této hodnoty. Za ukazatel rovnováhy systému byla volena hodnota koeficientu Tau a hranice mezi rovnovážným a nerovnovážným stavem je 0,95. Je zřetelné, že i pro bod G1 (tj. okraj profilu, tedy nejmenší vliv na spektrum společně s G11) simulace v případech $\pm 5\%$ indukuje pokles Tau na 0,9.



Obr. 5: Simulace: Kendall, pár 1817-1971

4 ZÁVĚR

Na obě otázky, jež byly formulovány v základní úvaze, viz kap. 2, lze v tomto případě odpovědět kladně.

a) Spektrální analýzou a následovně zvolenou Kendallovou korelací byl identifikován čas1203 (20. 10. 2007) jako vstup systému do stabilního stavu. Toto datum odpovídá prvnímu měření po ukončení výstavby. Simulacemi bylo dále prokázáno, že odchylka poklesu $\pm 5\%$ v jediném bodě měření je pro zvolený koeficient bezpečnosti 95 % jednoznačně identifikována jako přechod systému do nestabilního stavu a to nezávisle na umístění měřeného bodu.

Ω) Odhadnuté hodnoty poklesu pomocí Gama funkcí pro interval 145 dnů nepřekračují ani v jednom pozorovaném bodě hodnotu 1 %. Lze tedy tuto extrapoláční metodu považovat za dostatečně přesnou, a to i pro koeficient bezpečnosti 98 %.

Navržena metoda “Makro modelu” je schopna identifikovat stav stability stavebního díla. Výhoda spočívá, že po dosažení stabilního stavu můžeme sledovat pouze jeden bod objektu. Dojde-li ke změně stavu systému je ovšem nutné aplikovat jiné metody ke zjištění příčiny změny stavu. V případě použití vhodných měřících čidel by bylo možné tímto systémem automatizovaně sledovat a vyhodnocovat celý objekt. Generalizace jeho použití by měla být potvrzena na statisticky oprávněném počtu staveb.

PODĚKOVÁNÍ

Tento výsledek byl získán za finančního přispění MŠMT ČR, projekt 1M0579, v rámci činnosti výzkumného Centra integrovaného navrhování progresivních stavebních konstrukcí CIDEAS.

LITERATURA

- [1] Kulík, P., Šejnoha, M., Myšlenková východiska při tvorbě výpočtových modelů pro zemní tělesa, *Geotechnika*, 2000, Nr. 2, pp. 27 – 28. ISSN 1211 - 913X.
- [2] Chung K. L., *Elementary Probability Theory with Stochastic Processes*. New York: Springer – Verlag New York, 1979. ISBN 0 – 387 – 90362 – 3.
- [3] Press, W. H., Flannery, B. P., Teukolsky, S. A., Vetterling W. T., *Numerical Recipes*. Cambridge: Cambridge University Press, 1987. ISBN 0 – 521 - 30811 – 9.
- [4] Rektorys, K. a kol. *Přehled užití matematiky II*, 7. rozšířené a doplněné vydání, Praha: Prométheus, 2000. ISBN 978-80-7196-181-7.

Oponentní posudek vypracoval:

Doc. Ing. Pavel Kuklík, CSc., Fakulta stavební, ČVUT v Praze.

Prof. Ing. Jiří Šejnoha, DrSc., Fakulta stavební, ČVUT v Praze.

Vladislav KŘIVDA¹

ANALÝZA KONFLIKTNÍCH SITUACÍ NA PĚTIRAMENNÉ OKRUŽNÍ KŘIŽOVATCE
V KOLÍNĚ

ANALYSIS OF CONFLICT SITUATIONS ON FIVE-LEGGED ROUNDABOUT IN KOLÍN

Abstrakt

Článek uvádí výsledky videoanalýzy provedené na okružní křižovatce ve městě Kolín. Příspěvek byl zpracován za finanční podpory projektu výzkumu a vývoje č. CG911-008-910 „Vliv geometrie stavebních prvků na bezpečnost a plynulost provozu na okružních křižovatkách a možnost predikce vzniku dopravních nehod“ Ministerstva dopravy ČR.

Klíčová slova

Silniční doprava, okružní křižovatka, konfliktní situace.

Abstract

The article presents the results of video analysis performed on roundabout in Kolín-City. This paper was prepared with financial support for research and development project No. CG911-008-910 "Influence of structural elements geometry on safety and fluency of operation on roundabouts and possibility of rise crashes prediction", the Ministry of Transport.

Keywords

Road Transport, Roundabout, Conflict Situation.

1 ÚVOD

Dopravní nehodovost a problematika snižování počtu nehod a jejich závažnosti je stále aktuálním tématem. Pozemní komunikace by měla účastníkům silničního provozu nabízet jednak komfort a bezpečnost a jednak jednoznačné a pokud možno jednoduché řešení. To do jisté míry splňuje například právě okružní křižovatka, která však musí být navržena správně podle všech bezpečnostních zásad a nesmí způsobit vznik dalších problémů. **Obecně lze tedy říci, že jakékoli byt' pozitivní řešení problému, může vyvolat jeden nebo několik dalších problémů.**

Toto tvrzení a jeho pravdivost si jistě uvědomuje většina dopravních projektantů, přesto stále poměrně často dochází k takovým návrhům, které jsou mnohdy nebezpečnější než řešení původní. V tomto článku je popsána situace na jedné okružní křižovatce, která je relativně dost zatížená a která již prošla několika úpravami (neokružní, okružní dvoupřuhová, okružní jednopřuhová s bypassy) a přesto stále vykazuje nebezpečné prvky. Na křižovatce byla provedena videoanalýza konfliktních situací a výsledky této analýzy jsou uvedeny v následujícím textu.

¹ Ing. Vladislav Krivda, Ph.D., Katedra dopravního stavitelství, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 315, e-mail: vladislav.krivda@vsb.cz, <http://kds.vsb.cz/krivda>.

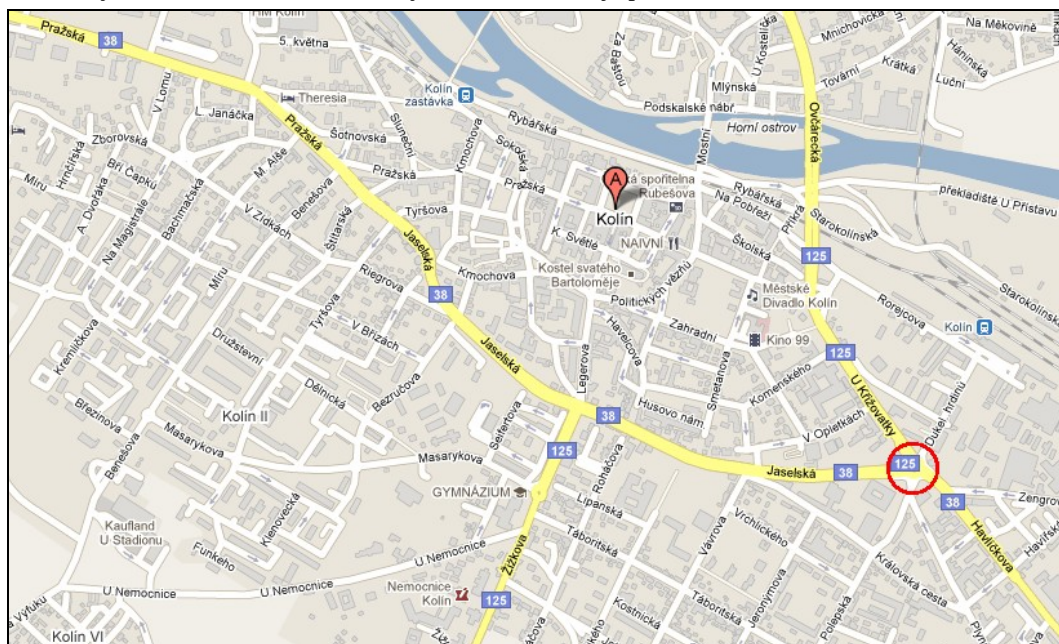
2 VIDEOANALÝZA KONFLIKTNÍCH SITUACÍ

Metodika videoanalýzy konfliktních situací spočívá v pořízení alespoň hodinového záznamu provozu na sledovaném místě (křižovatka, úsek komunikace, přechod pro chodce atp.) a následné analýzy dopravních proudů (intenzity, složení, směřování atd.) a analýzy chování účastníků silničního provozu. Při analýze chování řidičů a chodců sledujeme tzv. konfliktní situace, tj. takové situace, kdy vzniká pro některé jeho účastníky větší než obvyklá míra nebezpečí. Lze říci, že konfliktní situace jsou potenciální nehodové situace a v nehodu buď vyústí, nebo ne. O metodice sledování konfliktních situací s využitím videozáznamu je pojednáno např. v literatuře [1] až [3].

Vysledované konfliktní situace jsou mj. popsány klasifikačním symbolem, který obsahuje informaci o účastnících konfliktu, způsobu konfliktu a jeho závažnosti (přesný popis jednotlivých symbolů lze mj. nalézt v [4]). Analýza těchto konfliktních situací může dopravnímu projektantovi pomoci při odhalování chybných řešení a při jejich odstraňování. Určitou představu o míře nebezpečnosti silničního provozu na sledovaném místě udává ukazatel relativní konfliktnosti k_R , který určíme jako poměr počtu konfliktních situací za dobu sledování k intenzitě dopravy za stejnou dobu.

3 POPIS SLEDOVANÉ KŘÍŽOVATKY

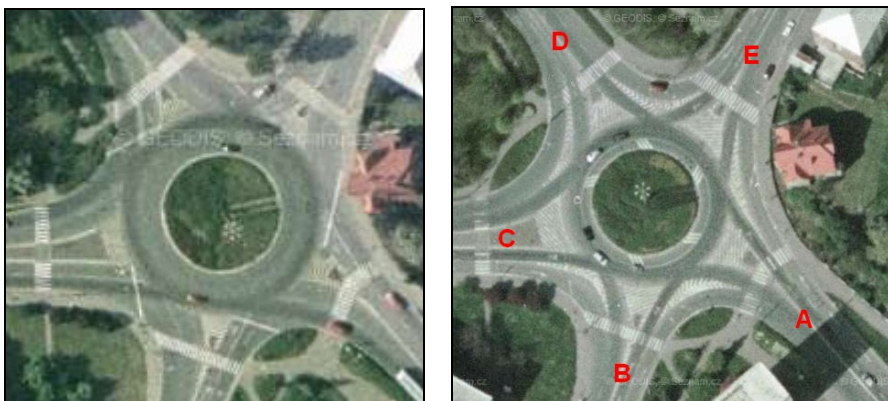
Sledovaná okružní křižovatka se nachází ve městě Kolín na silnici I/38 a protínají se zde ulice Havlíčkova (I/38; směr Čáslav), Polepská, Jaselská (I/38; směr Praha), U Křižovatky (II/125) a Dukelských hrdinů. Poloha křižovatky na území města je patrna z obr. 1.



Obr. 1: Poloha sledované křižovatky ve městě Kolín (<http://maps.google.cz>)

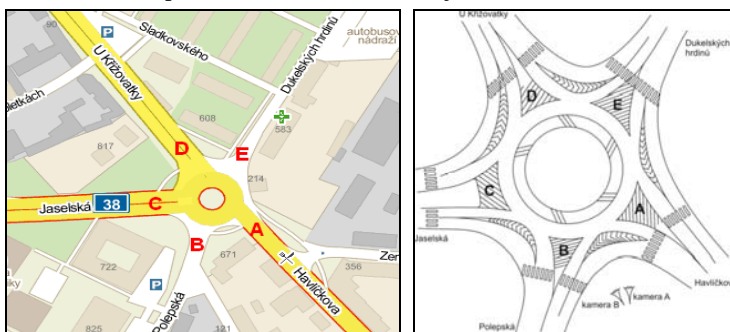
Jde o pětiramennou okružní křižovatku s jednorukovým okružním pásem a jednorukovými vjezdy. Na křižovatce je pět spojovacích větví (tzv. bypassů), které jsou od okružního pásu odděleny pouze vodorovným značením (V 13a Šikmé rovnoběžné čáry), doplněné o příčné prahy (Z 12). Prstenec kolem středového ostrova je řešen rovněž pouze s využitím dopravní značky V 13a (viz obr. 2 vpravo). Vnější průměr křižovatky je 46 m, průměr středového ostrova (vč. prstence) je 35 m. Přes všechna ramena křižovatky je vedena pěší doprava po vyznačených přechodech pro chodce.

Na obr. 2 vlevo je zobrazena křižovatka z let 2002/03, kdy byla řešena jako dvoupruhová a vjezdy do křižovatky byly rovněž dvoupruhové s tím, že levý jízdní pruh sloužil pro vjezd do okružního pásu a pravý jízdní pruh pro odbočení vpravo do bezprostředně následujícího výjezdu.

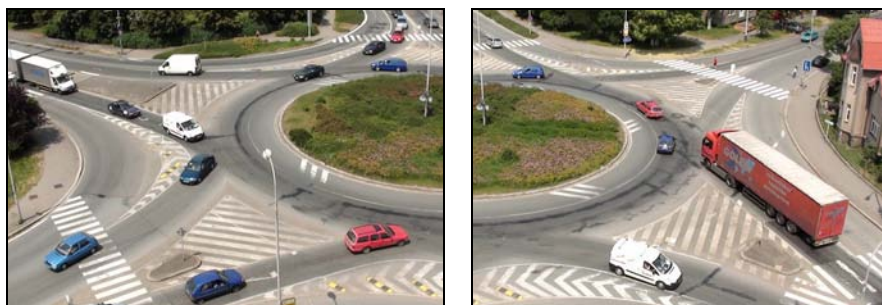


Obr. 2: Sledovaná okružní křižovatka v období 2002/03 (vlevo) a v roce 2010 (vpravo).
(www.mapy.cz)

Na obr. 3 je zobrazeno schéma křižovatky s pracovním označením jednotlivých ramen a místa, kde byly umístěny videokamery. Záběry byly pořízeny z kanceláře firmy v posledním patře sedmipatrové budovy. Vzhledem k tomu, že budova je poměrně blízko křižovatky, nebylo možné dostat celou křižovatku do jednoho záběru, a proto byly použity dvě videokamery. Fotografie pořízené přímo z videokamer z pozorovacího místa ukazuje obr. 4.



Obr. 3: Schéma křižovatky a označení jejich ramen (www.mapy.cz)



Obr. 4: Záběry na křižovatku z místa umístění videokamer

Tato křižovatka je relativně dost nehodová, dochází na ní průměrně k 15 nehodám ročně [5] (údaj platí pro roky 2007 a 2008 podle údajů, které byly zpracovávány v projektu [6], [7]).

Nejčastější příčinou bylo nedání přednosti v jízdě na vjezdu do okružní křižovatky a dále najetí do vozidla zezadu z důvodu nedodržení vzdálenosti.

4 DOPRAVNÍ PRŮZKUM

Na sledované křižovatce byl proveden dvouhodinový dopravní průzkum, při kterém se mimo analýzy konfliktních situací (viz dále) provedl směrový průzkum a průzkum intenzit. Pro účely dalšího vyhodnocování byl použit hodinový záznam, který byl proveden ve čtvrtek 1. července 2010 v době od 14:00 do 15:00. Zjištěné hodnoty v nepřečtených vozidlech ukazuje tab. 1. Z celkového počtu 2722 vozidel za hodinu měla největší zastoupení skupina osobních automobilů (2170 voz/h; 79,7 %), dále pak nákladní automobily (265 voz/h; 9,7 %), jízdní soupravy (233 voz/h; 8,6 %) a autobusy (54 voz/h; 2,0 %) [8].

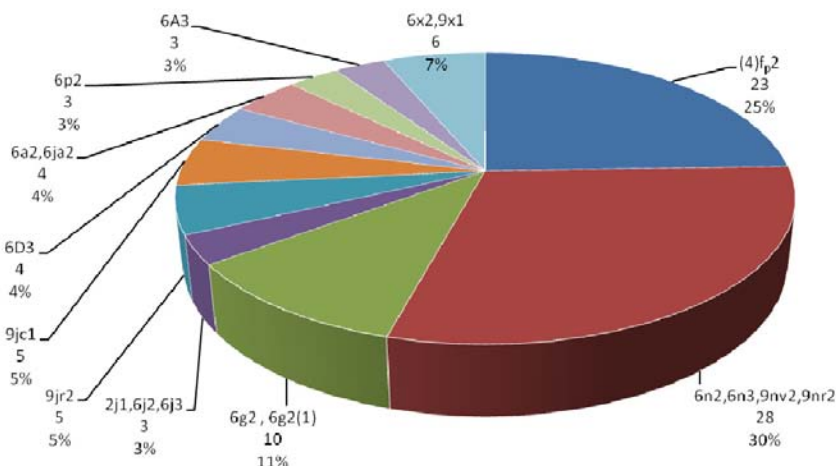
Tab. 1: Intenzity dopravy na křižovatce ve voz/h [8]

	do A	do B	do C	do D	do E	suma
z A	15	46	377	150	89	677
z B	68	0	123	180	73	444
z C	408	112	0	108	37	665
z D	255	191	243	6	17	712
z E	68	61	79	16	0	224
suma	814	410	822	460	216	2722

Ze záznamu bylo tedy sledováno i chování všech účastníků silničního provozu na této křižovatce s využitím Folprechtovy videoanalýzy konfliktních situací [1] až [4]. Výsledky této analýzy uvádí následující kapitola.

5 ANALÝZA KONFLIKTNÍCH SITUACÍ

Na sledované křižovatce došlo k 94 konfliktním situacím během hodinového záznamu [8]. Všechny situace byly vlastní (tzn., že nebyly ovlivněny provozem mimo okružní křižovatku – viz [1] a [3]) s tím, že 84 z nich byly prvotní a 10 následné situace (tj. byla způsobena jinou – prvotní – konfliktní situací – viz [1] a [3]). Četnosti různých druhů vysledovaných konfliktních situací ukazuje graf na obr. 5.



Obr. 5: Četnosti konfliktních situací [8]

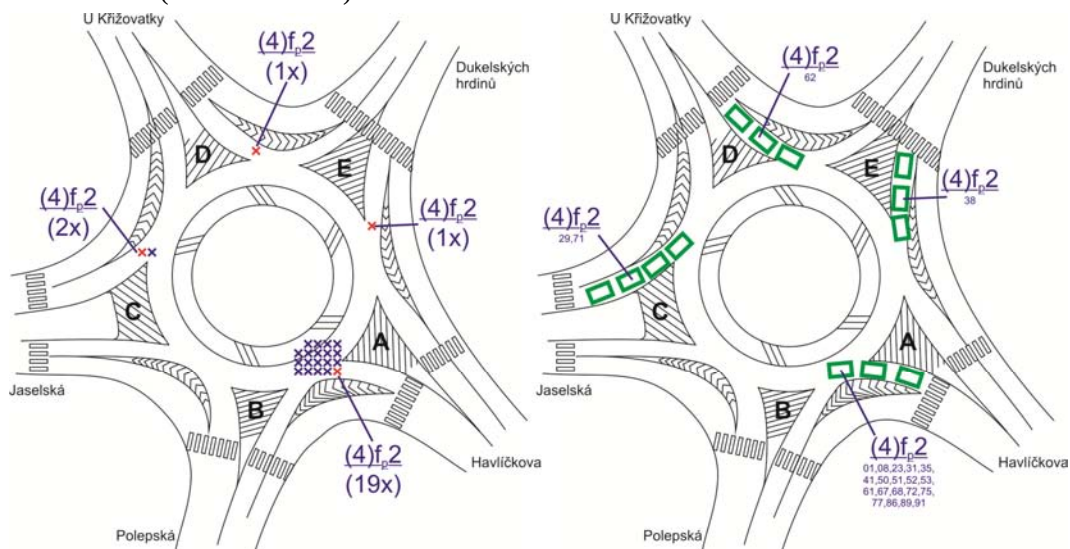
Jak již bylo řečeno výše, byla každá konfliktní situace popsána klasifikačním symbolem skládajícím se z několika znaků. Uvedme si na tomto místě pouze ty významné znaky, které popisují způsob vzniku konfliktu a zároveň se vyskytly na sledované křižovatce (více viz [1] – [4], [8]):

- f_p vlivem fronty před přechodem pro chodce;
- n nedání přednosti v jízdě;
- v zavinilo vozidlo (jeho řidič);
- r zavinil motocykl (jeho řidič);
- g poskytnutí přednosti v jízdě (oproti povinnosti);
- j špatný způsob jízdy (obecně);
- D možnost střetu najetím zezadu;
- a agresivita;
- p pasivita;
- A možnost střetu s příčně jedoucím;
- x ostatní (nezařazeno).

Podrobněji k jednotlivým typům konfliktních situací se budeme věnovat v následujícím textu. Z důvodů omezeného rozsahu tohoto příspěvku bude u každé situace uvedeno pouze grafické znázornění průběhu vzniku konfliktní situace (číslo, resp. čísla pod klasifikačním symbolem uvádí pořadové číslo situace uvedené v [8]; počet těchto pořadových čísel tedy odpovídá počtu konfliktních situací daného typu vzniklých na daném místě – viz obr. 6 vpravo). Je však vždy vhodné označit místa vzniku situace tak, jak ukazuje obr. 6 vlevo, kde je rovněž na první pohled vidět kumulace jednoho typu situace na jednom místě (na obr. 6 např. situace typu $(4)f_p2$, ke které došlo 19x za hodinu. Toto zobrazení nám na první pohled ukáže, že právě na tomto výjezdu dochází k velkému počtu těchto situací a je třeba se na toto místo zaměřit a najít vhodné řešení problému.

Konfliktní situace $(4)f_p2$ (obr. 6):

Při této konfliktní situaci došlo k zastavení provozu před přechodem pro chodce na výjezdu z okružního pásu, přičemž došlo k omezení provozu na okružním pásu. Celkem bylo zaznamenáno 23 případů, z toho 19 na výjezdu A (vzdálenost přechodu pro chodce od okružního pásu je cca 16 m), 2 situace na výjezdu C (23 m) a po jedné situaci na výjezdu D (15 m) a E (18 m). Na výjezdu B k této situaci nedošlo (vzdálenost 12 m).



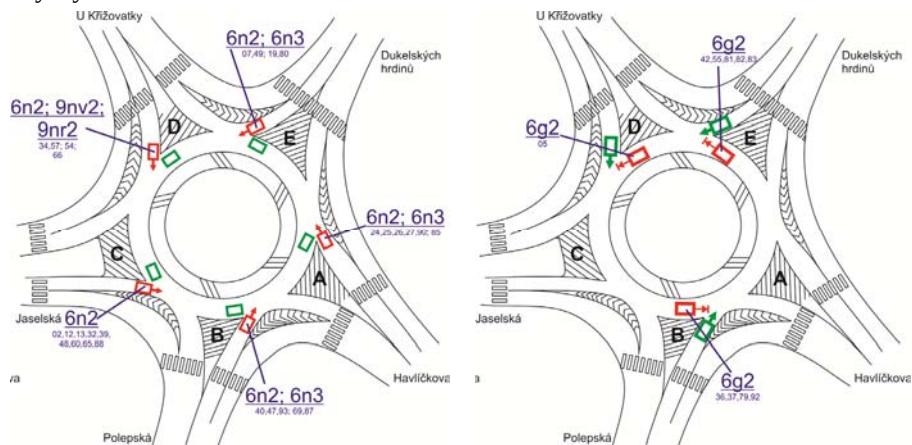
Obr. 6: Schéma místa vzniku a průběhu konfliktní situace $(4)f_p2$ [8]

Konfliktní situace 6n2, 6n3, 9nv2, 9nr2 (obr. 7 vlevo):

Vozidlo vjíždějící do okružního pásu nedalo přednost v jízdě vozidlu jedoucímu po okružním pásu. Celkem došlo k 28 případům, z toho 6x na vjezdu A, 5x na vjezdu B, 9x na vjezdu C, 4x na vjezdu D a 4x na vjezdu E. V jednom případě byl účastníkem cyklista a v jednom motocykl.

Konfliktní situace 6g2 (obr. 7 vpravo):

Vozidlo na okružním pásu dalo přednost v jízdě vozidlu na vjezdu. Došlo celkem k 10 případům, z toho 4x na vjezdu B, 1x na vjezdu D a 1x na vjezdu E. Na vjezdech A a C se tato situace nevyskytla.



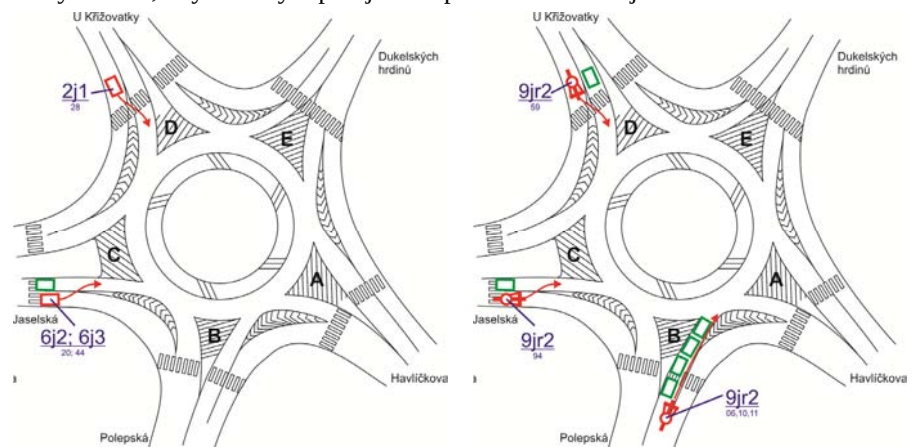
Obr. 7: Schéma průběhu konfliktní situace 6n2, 6n3, 9nv2 a 9nr2 (vlevo) a 6g2 (vpravo) [8]

Konfliktní situace 2j1, 6j2, 6j3 (obr. 8 vlevo):

Situace, kdy vozidlo přešlo na vjezdu z pravého do levého jízdního pruhu a to buď přes plnou čáru souvislou, nebo přes dopravní stůl. Důvodem bylo pravděpodobně chybné zařazení do správného jízdního pruhu před křižovatkou. Došlo ke třem těmto situacím.

Konfliktní situace 9jr2 (obr. 8 vpravo):

Situace (5x), kdy motocykl přešel na vjezdu z pravého do levého jízdního pruhu a to buď přes plnou čáru souvislou, nebo přes dopravní stůl. Důvodem mohlo být chybné zařazení do správného jízdního pruhu před křižovatkou (pravděpodobně však šlo o úmyslné chování). Stejným symbolem byly označeny situace, kdy motocykl předjížděl zprava frontu čekajících vozidel.



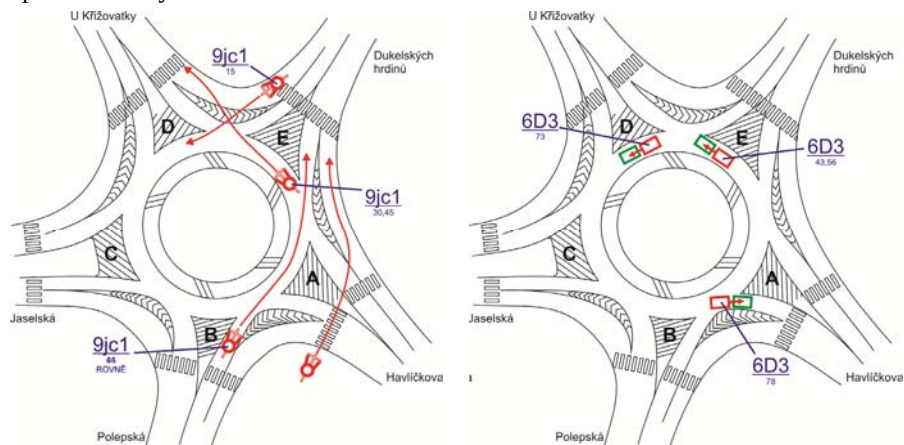
Obr. 8: Schéma průběhu konfliktní situace 2j1, 6j2 a 6j3 (vlevo) a 9jr2 (vpravo) [8]

Konfliktní situace 9jc1 (obr. 9 vlevo):

Chybné počinání cyklistů na okružní křižovatce. Žádný jiný účastník však nebyl ani ohrožen ani omezen. Došlo k 5 případům, přičemž podrobnosti jsou patrné z obr. 9 vlevo (cyklista vjíždějící vjezdem B nejel po okružním pásu v pravé části jízdního pruhu ale v blízkosti prstence).

Konfliktní situace 6D3 (obr. 9 vpravo):

Při těchto konfliktních situacích hrozil střet vozidla nárazem zezadu. Pouze prudké zabrzdění nebo úhybný manévř zabránilo střetu. Podrobnosti jsou patrné z obr. 9 vpravo. Celkem došlo ke čtyřem případům a vždy šlo o následné konfliktní situace.



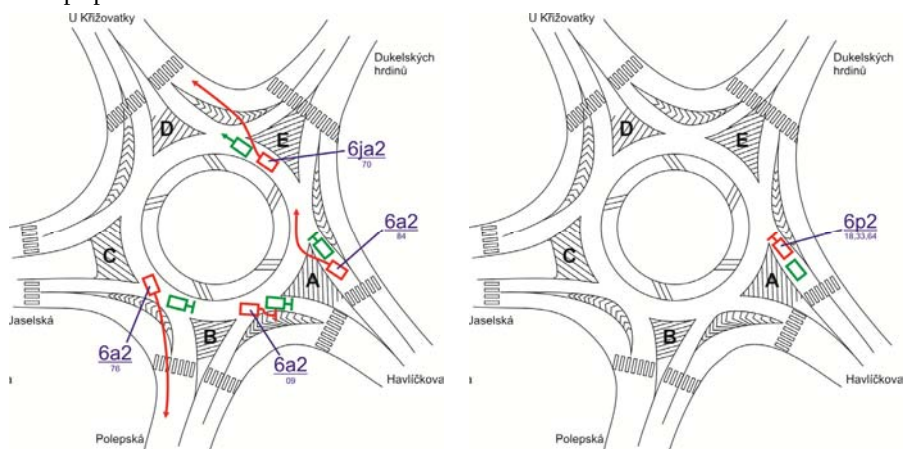
Obr. 9: Schéma průběhu konfliktní situace 9jc1 (vlevo) a 6D3 (vpravo) [8]

Konfliktní situace 6a2, 6ja2 (obr. 10 vlevo):

Agresivní chování řidičů motorových vozidel. Podrobnosti jsou patrné z obr. 10 vlevo. Celkem došlo ke čtyřem případům a ve dvou případech šlo o následné konfliktní situace.

Konfliktní situace 6p2 (obr. 10 vpravo):

Pasivní chování řidičů motorových vozidel. Podrobnosti jsou patrné z obr. 10 vpravo. Celkem došlo ke třem případům.



Obr. 10: Schéma průběhu konfliktní situace 6a2, 6ja2 (vlevo) a 6p2 (vpravo) [8]

Konfliktní situace 6A3 (obr. 11 vlevo):

Při těchto konfliktních situacích hrozil střet vozidla jedoucího vjezdem do vozidla jedoucím, resp. stojícím na okružním pásu (tzv. střet s příčně jedoucím). Pouze prudké zabrzdění nebo úhybný manévř zabránilo střetu. Celkem došlo ke třem případům a vždy šlo o následné konfliktní situace.

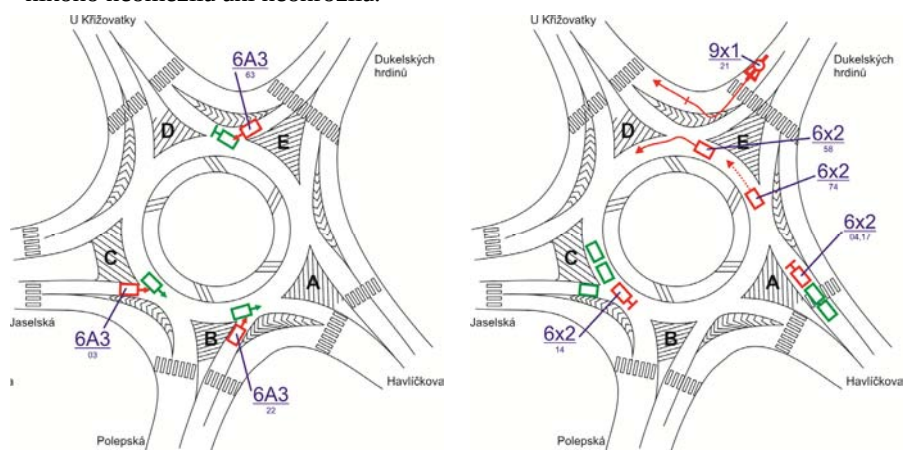
Konfliktní situace 6x2, 9x1 (obr. 11 vpravo):

Konfliktní situace označené symbolem 6x2 nebyly zařazeny do jiných běžných kategorií. Jde o tyto konfliktní situace:

- KS č. 4 – Řidič vozidla zastavil z nejasných důvodů na vjezdu A cca 6 m před okružním pásem. Ovlivnil další vozidla za sebou. Po rozjetí se opět zastavil cca 4 m před okružním pásem (v obou případech dával přednost v jízdě vozidlům na okružním pásu, ovšem ve velké vzdálenosti od okružního pásu).
- KS č. 17 (obdobu KS č. 4) – Řidič OA zastavil z nejasných důvodů na vjezdu A cca 4 m před okružním pásem. Ovlivnil další vozidla za sebou (dával přednost v jízdě vozidlům na okružním pásu, ovšem ve velké vzdálenosti od okružního pásu).
- KS č. 14 – Řidič jízdní soupravy jedoucí po okružním pásu zastavil svou přední částí na výjezdu B, přičemž návěsem byl zablokován vjezd C. Šlo pravděpodobně o váhání řidiče, jenž si nebyl jist, zda odbočuje správným výjezdem. Bylo tak však umožněno vjetí několika vozidel z vjezdu B (byl-li to ze strany řidiče jízdní soupravy úmysl, pak by se jednalo o situaci typu 6g2).
- KS č. 58 – Chaotické chování řidiče na okružním pásu před výjezdem D, kdy z počátku jakoby chtěl opustit křižovatku výjezdem D, ale nakonec pokračoval po okružním pásu.
- KS č. 74 – Velmi pomalá a zřejmě nejistá jízda řidiče jízdní soupravy po okružním pásu (jel z ramene A). Došlo k ovlivnění provozu na okružním pásu.

Konfliktní situace 9x1:

- KS č. 21 – Motocykl z nejasných důvodů na rameni E vjel na dopravní stín (mezi spojovací větví z E do D a vjezdem D) a posléze na spojovací větev (z E do D), kde se zastavil. Po několika sekundách se opět rozjel a to výjezdem D. Tato konfliktní situace nikoho neomezila ani neohrozila.



Obr. 11: Schéma průběhu konfliktní situace 6A3 (vlevo) a 6x2 a 9x1 (vpravo) [8]

6 ZÁVĚR

Na okružní křižovatce Havlíčkova - Polepská - Jaselská - U Křižovatky - Dukelských hrdinů ve městě Kolín byl pořízen hodinový záznam ve čtvrtek 1. července 2010 (14:00-15:00) a byla provedena analýza konfliktních situací.

Nejčastější konfliktní situací (28x/h) bylo nedání přednosti v jízdě, kdy vozidlo vjíždějící do okružního pásu nedalo přednost v jízdě vozidlu jedoucímu po okružním pásu. Další početně zastoupenou konfliktní situací byla situace (4)f_p2 (23x/h, z toho 19x na výjezdu A), kdy došlo k zastavení provozu před přechodem pro chodce na výjezdu z okružního pásu, přičemž došlo k omezení provozu na okružním pásu. Významnou situací byla rovněž situace označena symbolem

6g2 (10x/h), kdy vozidlo na okružním pásu dalo přednost v jízdě vozidlu na vjezdu. Podrobnosti k jednotlivým konfliktním situacím, jakož i popis dalších situací, jsou uvedeny v předcházející kapitole.

Celkový ukazatel relativní konfliktnosti k_R dosáhl hodnoty 3,19 konfliktních situací na 100 projetých vozidel [8]. Tento ukazatel se obecně určuje pouze pro konfliktní situace, které se odehrály mezi dvěma a více účastníky – viz tab. 2. Celkový počet vozidel pro sledovanou křižovatku byl $I = 2722$ voz/h.

Tab. 2: Četnosti konfliktních situací, u kterých určujeme ukazatel relativní konfliktnosti k_R [8]

Konfliktní situace	P_{KS} [KS/h]	k_R [KS/100 voz]
(4)f _p 2	23	0,84
6n2, 6n3, 9nv2, 9nr2	28	1,03
6g2, 6g2(1)	10	0,37
6j2, 6j3	2	0,07
9jr2	5	0,18

Konfliktní situace	P_{KS} [KS/h]	k_R [KS/100 voz]
6D3	4	0,15
6a2, 6ja2	4	0,15
6p2	3	0,11
6A3	3	0,11
6x2	5	0,18
CELKEM	87	3,19

Sledovaná křižovatka má, mimo výše popsaných problémů, také řadu nedostatků jako například nevýrazné vodorovné značení (které je v některých místech buď neobnoveno anebo je zakryto souvislou vrstvou nečistot) – viz obr. 12. Místo výraznějších fyzických ostrůvků je použito vodorovného značení (s využitím vodorovné značení V 13a – Šikmé rovnoběžné čáry), které, i kdyby bylo dobře viditelné, nepůsobí na řidiče efektivně a řidiči pak přejíždějí přes tyto šrafy a mnohdy jim v tom nezabrání ani nevhodně instalované příčné prahy (viz obr. 12 vlevo, obr. 13 a situace typu 6a2 – viz výše).



Obr. 12: Nevýrazné vodorovné dopravní značení (vpravo i vlevo), chybně instalované příčné prahy (vlevo – viz také obr. 13)



Obr. 13: Zneužití chybně instalovaných příčných prahů

Závěrem by autor rád konstatoval, že příspěvek si neklade za cíl uvést podrobný popis metodiky sledování konfliktních situací (vzhledem k omezenému rozsahu článku by tak ani nebylo možné), ale pouze poukázat na možnosti vzniku vybraných konfliktních situací na okružních křižovatkách podobného typu jako je sledovaná křižovatka a na využitelnost videoaparatury ke sledování a hodnocení chování účastníků silničního provozu. Uvedenou metodikou se autor již řadu let zabývá a s analýzou konfliktních situací má poměrně bohaté zkušenosti, nicméně je samozřejmě otevřen jakékoli konstruktivní odborné diskuzi.

PODĚKOVÁNÍ

Videozáznam byl pořízen za finanční podpory projektu výzkumu a vývoje č. CG911-008-910 „Vliv geometrie stavebních prvků na bezpečnost a plynulost provozu na okružních křižovatkách a možnost predikce vzniku dopravních nehod“ Ministerstva dopravy ČR [6].

LITERATURA

- [1] KŘIVDA, V. *Posouzení účinnosti okružních křižovatek*. Disertační práce. Ostrava: Fakulta strojní, VŠB - Technická univerzita Ostrava. ISBN 80-248-0207-4 (autoreferát). 2003.
- [2] FOLPRECHT, J.; KŘIVDA, V. *Organizace a řízení dopravy I*. Ostrava: VŠB - Technická univerzita Ostrava, 2006. 158 s. ISBN 80-248-1030-1.
- [3] KŘIVDA, V. *New Findings in the Sphere of the Conflict Situations Analysis on the Czech Republic Road Traffic*. ss. 161-169, Sborník vědeckých prací FS. Ostrava: VŠB-TU Ostrava, 2009, ISBN 978-80-248-1633-3, ISSN 1210-0471 .
- [4] KŘIVDA, V. *Analýza konfliktních situací na okružních křižovatkách ve Valašském Meziříčí*. ss. 99-108, Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské – Technické univerzity Ostrava, řada stavební. Ostrava: Fakulta stavební, VŠB-TU Ostrava, 2010, ročník X, ISBN 978-80-248-2332-4, ISSN 1213-1962.
- [5] MAHDALOVÁ, I. a kol. *Závěrečná zpráva 2010 projektu CG911-008-910 Vliv geometrie stavebních prvků na bezpečnost a plynulost provozu na okružních křižovatkách a možnost predikce vzniku dopravních nehod*. Výzkumný projekt Ministerstva dopravy. Ostrava: VŠB-TU Ostrava. Fakulta stavební. Katedra dopravního stavitelství, 2011, 22 s.
- [6] *Vliv geometrie stavebních prvků na bezpečnost a plynulost provozu na okružních křižovatkách a možnost predikce vzniku dopravních nehod*. Projekt výzkumu a vývoje č. CG911-008-910 Ministerstva dopravy ČR. Řešitel Katedra dopravního stavitelství, Fakulta stavební, VŠB - Technická univerzita Ostrava. 2009 – 2010.
- [7] MAHDALOVÁ, I.; KŘIVDA, V. *Analýza dopravní nehodovosti na okružních křižovatkách v České republice*. Perner's Contact - duben 2010, ss. 156-169, č. I, roč. pátý, 17/2010 [19. 04. 2010]. Elektronický odborný časopis o technologii a logistice v dopravě. Dostupné na WWW: <<http://pernerscontacts.upce.cz/>>. ISSN 1801-674X.
- [8] KŘIVDA, V. *Videoanalýza konfliktních situací – Okružní křižovatka Havlíčkova - Polepská - Jaselská - U Křižovatky - Dukelských hrdinů ve městě Kolín (1. 7. 2010, Kol-1-v2)*. Zpráva z měření. Ostrava: Fakulta stavební, VŠB - Technická univerzita Ostrava.

Oponentní posudek vypracoval:

Doc. Ing. Petr Jůza, CSc., Stavební fakulta, VUT Brno.

Ing. Petr Macejka, UDIMO, spol. s r.o., Ostrava.

Ivana MAHDALOVÁ¹

ZÁSADY BEZPEČNÉHO NÁVRHU OKRUŽNÍ KŘÍŽOVATKY

PRINCIPLES OF ROUNDABOUT SAFE DESIGN

Abstrakt

V článku jsou prezentovány hlavní zásady bezpečného uspořádání okružní křižovatky, které jsou výsledkem výzkumného projektu Ministerstva dopravy České republiky číslo CG911-008-910 Vliv geometrie stavebních prvků na bezpečnost a plynulost provozu na okružních křižovatkách a možnost predikce vzniku dopravních nehod. Výzkum byl prováděn na početném souboru okružních křižovatek na základě hodnocení nehodovosti v poměru k intenzitám dopravy. Po srovnání geometrie a relativní nehodovosti vyplynuly závěry pro navrhování okružních křižovatek. Pozornost je v článku věnována nejdůležitějším faktorům ovlivňujícím bezpečnost na okružní křižovatce.

Klíčová slova

Bezpečnost dopravy, okružní křižovatka, relativní nehodovost, dosažitelná rychlost.

Abstract

The paper presents the main principles of roundabout safety layout. It is result of the research project for the Ministry of Transport of Czech Republic No. CG911-008-910. The name of the project is Influence of structural elements geometry on safety and fluency of operation on roundabouts and possibility of rise crashes prediction. The research includes a large set of roundabouts based on the analysis accident rates in proportion to the traffic flow. The comparison of the geometry and relative accident rates resulted in recommendations for the design of roundabouts. In this article the attention is paid to the most important factors affecting safety at the roundabouts.

Keywords

Traffic safety, roundabout, crash rate, available speed.

1 ÚVOD

Okružní křižovatky jsou v poslední době často používaným typem křižovatky. Důvodem je jejich vyšší bezpečnost ve srovnání s klasickými typy úrovnových křižovatek. Okružní křižovatka s jedním jízdním pruhem na vjezdu, na okružním pásu a na výjezdu má minimální počet kolizních bodů a nemá žádné křížné body. Ale přesto se na některých okružních křižovatkách vyskytuje významně více dopravních nehod než na jiných. Podle současných poznatků souvisí bezpečnost dopravy s geometrií okružní křižovatky. Prověření této teorie bylo mimo jiné předmětem výzkumu pro Ministerstvo dopravy České republiky.

Katedra dopravního stavitelství na Fakultě stavební VŠB-Technické univerzitě Ostrava byla v letech 2009 a 2010 zapojena do dvouletého výzkumného projektu pro Ministerstvo dopravy. Projekt číslo CG911-008-910 má název Vliv geometrie stavebních prvků na bezpečnost a plynulost provozu na okružních křižovatkách a možnost predikce vzniku dopravních nehod. Tento příspěvek

¹ Doc. Ing. Ivana Mahdalová, Ph.D., Katedra dopravního stavitelství, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Poděštila 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 342, e-mail: ivana.mahdalova@vsb.cz.

prezentuje některé významné zásady pro bezpečné uspořádání okružní křižovatky, které vyplynuly z výsledků řešeného projektu [3].

Pro detailní analýzu vztahu geometrického uspořádání a nehodovosti byl v rámci řešení výzkumného projektu vybrán reprezentativní soubor okružních křižovatek se zastoupením různých typů geometrického uspořádání i různé úrovně dopravního zatížení. Základní hodnocený soubor 104 tří až šestiramenných okružních křižovatek byl vybrán v rámci celého území České republiky. Základní soubor zahrnuje 87 jednopruhových okružních křižovatek a 17 dvoupruhových okružních křižovatek. Výběr odpovídá poměrnému výskytu jednotlivých typů okružních křižovatek v ČR (nejvíce je čtyřramenných, méně než 10 % je vícepruhových). Ze zkoumaného základního souboru byly v průběhu řešení vyřazeny okružní křižovatky s bypassy, připojovacími pruhy, SSZ a mini okružní křižovatky tak, aby vznikl konzistentní soubor, u kterého by bylo možno jednoznačně statisticky hodnotit vliv určitých sledovaných geometrických parametrů a dalších faktorů na nehodovost na okružní křižovatce. Redukovaný výsledný hodnocený soubor zahrnuje 69 okružních křižovatek, z toho je 59 jednopruhových a 10 dvoupruhových.

U všech křižovatek byly shromážděny údaje o dopravních nehodách evidovaných Policií ČR v letech 2007 a 2008. Údaje o nehodách, které byly evidovány v letech 2009 a 2010, nemohly být pro výzkum využity vzhledem k tomu, že došlo k významnému navýšení finanční hodnoty vzniklé škody, při které je hlášení nehody povinné. Protože většina nehod na okružních křižovatkách má za následek škody pod stanoveným finančním limitem, neposkytuje současná evidence dopravních nehod dostatečný podklad ke statistickému hodnocení nehodovosti pro účely výzkumného projektu.

Pro vybrané okružní křižovatky byly získány údaje o intenzitách dopravy. Intenzity dopravy byly získány přepočtem z celostátního sčítání dopravy, z dříve prováděných dopravních průzkumů nebo z vlastních dopravních průzkumů realizovaných přímo v rámci řešení výzkumného projektu. Pro zjištění intenzit dopravy a pro doplnění informací o chování vozidel z reálného provozu byly na některých vybraných okružních křižovatkách pořízeny videozáznamy, které byly využity také k provedení videoanalýzy konfliktních situací [2]. Následně byla na vybraných okružních křižovatkách hodnocena relativní nehodovost a její souvislost se stavebním uspořádáním. Relativní nehodovost, tj. počet nehod na milion vozidel vjíždějících do křižovatky, byla použita jako objektivní ukazatel pro srovnání bezpečnosti okružních křižovatek s různým geometrickým uspořádáním.

2 BEZPEČNOST OKRUŽNÍ KŘÍŽOVATKY

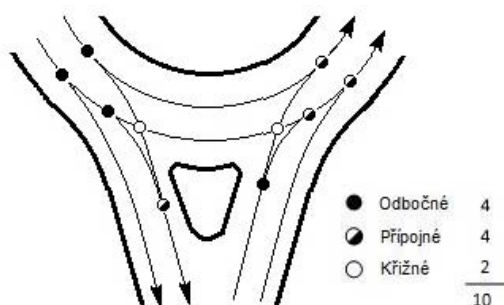
Bezpečnost okružní křižovatky je dána především:

- minimalizací celkového počtu kolizních bodů,
- eliminací křížných kolizních bodů,
- zajištěním nízkých jízdních rychlostí vozidel.

2.1 Minimalizace celkového počtu kolizních bodů

Minimalizace celkového počtu kolizních bodů je přirozeně dosažena na okružní křižovatce s jedním jízdním pruhem na okružním pásu, na vjezdech i výjezdech. Takto uspořádaná okružní křižovatka se čtyřmi paprsky má jen 8 kolizních bodů, zatímco klasická průsečná úroňová křižovatka má celkem 32 kolizních bodů.

Situace se však výrazně mění na vícepruhové okružní křižovatce klasického uspořádání s paralelními jízdními pruhy na okružním pásu. Na připojení každého paprsku s dvoupruhovým vjezdem a výjezdem na dvoupruhový okružní jízdní pás vzniká 10 kolizních bodů – viz obr. 1. Čtyřramenná okružní křižovatka se dvěma jízdními pruhy na okružním pásu i na všech vjezdech a výjezdech má na připojení paprsků celkem 40 kolizních bodů, tedy míst s potenciální možností vzniku nehod mezi vozidly. K tomu je nutno uvažovat s dalšími kolizními body vznikajícími při přejíždění mezi jízdními pruhy na dvoupruhovém okružním pásu. Praxe ukazuje, že vícepruhové okružní křižovatky jsou skutečně výrazně více nehodové ve srovnání s jednopruhými.



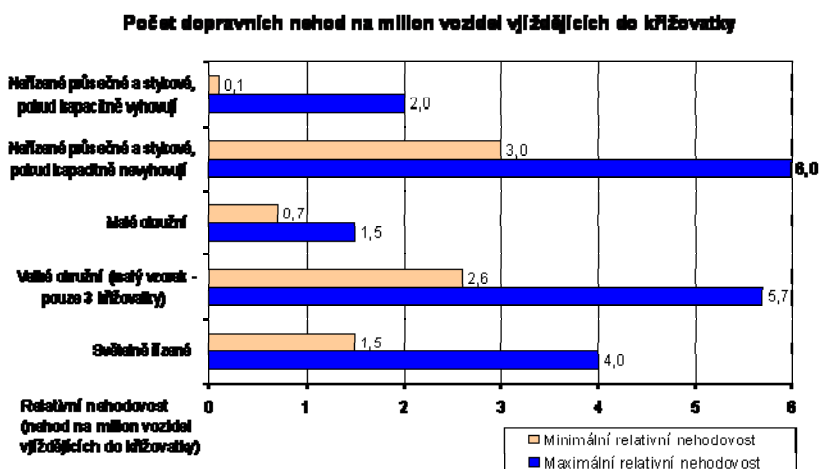
Obr. 1: Kolizní body na vjezdu a výjezdu klasické dvoupruhové okružní křižovatky

Na dvoupruhových okružních křižovatkách klasického uspořádání, ve srovnání s jednopruhovými, byla v rámci našeho výzkumu zjištěna více než čtyřnásobně vyšší průměrná nehodovost – viz tabulka 1. Jak plyne ze závěru výzkumu, je z hlediska bezpečnosti dopravy jednoznačně vhodnější okružní křižovatka s jedním jízdním pruhem na okružním pásu i na vjezdech a výjezdech.

Tab. 1: Hodnoty relativní nehodovosti na jednopruhových a dvoupruhových okružních křižovatkách

Okružní křižovatka		Relativní nehodovost za období 2007 – 2008 (počet nehod na milion vozidel vjíždějících do křižovatky)		
počet pruhů na okružním jízdním pásu	počet zkoumaných okružních křižovatek	minimální	maximální	průměrná
1	59	0	3,07	0,52
2	10	0,40	6,26	2,79

To koresponduje s již dříve publikovaným zjištěním Ústavu dopravního inženýrství hlavního města Prahy (UDI Praha) [5], který na svých tehdejších webových stránkách uváděl obvyklou relativní nehodovost jednotlivých typů úrovnových křižovatek v Praze – viz obr. 2.



Obr. 2: Obvyklá relativní nehodovost na úrovnových křižovatkách v Praze, rok 2005 [5]

Z grafu na obr. 2 je rovněž patrná přibližně čtyřnásobně vyšší nehodovost na dvoupruhových okružních křižovatkách ve srovnání s jednopruhovými. Podle dřívější terminologie platné v ČR se pro jednopruhovou okružní křižovátku používal název malá okružní křižovátka a pro dvoupruhovou okružní křižovátku pak velká okružní křižovátka. ÚDI Praha je od 1. 1. 2008 začleněn pod názvem Úsek dopravního inženýrství (ÚDI) do Technické správy komunikací hlavního města Prahy (TSK Praha) a jeho původní webové stránky již nejsou dostupné.

2.2 Eliminace křížných kolizních bodů

Eliminace křížných kolizních bodů je hlavním důvodem obecně vyšší bezpečnosti okružní křižovátky ve srovnání s klasickou úrovnovou křižovátkou. Na jednopruhové okružní křižovatce jsou křížné kolizní body vyloučeny. Na vícepruhových okružních křižovatkách však vznikají křížné kolizní body jak na vjezdech a výjezdech (obr. 1), tak i při přejíždění mezi jízdními pruhy na okružním pásu. Přitom právě v křížných kolizních bodech mohou vznikat nehody s nejzávažnějšími následky.

2.3 Zajištění nízkých jízdních rychlostí vozidel

Zajištění nízkých jízdních rychlostí je přirozeným důsledkem směrového zakřivení jízdních drah při průjezdu okružní křižovátkou. Pro bezpečnost dopravy je ideální, aby se všechna vozidla v křižovatce pohybovala přibližně stejnou rychlostí. To usnadňuje rozhodování při dávání přednosti na vjezdu i zařazování vozidel do nadřazeného dopravního proudu a vyřazování na výjezdu. Je však potřeba vhodným stavebním uspořádáním zamezit přímému průjezdu křižovátkou a zabezpečit, aby nedocházelo ke skokové změně rychlosti při jízdě kolem následných geometrických prvků okružní křižovátky.

Doporučuje se posoudit vzájemný poměr dosažitelných rychlostí na jízdních drahách vozidel při postupném provádění navazujících dopravních pohybů, a to:

- rozdíl dosažitelných rychlostí na příjezdu k okružní křižovatce (na příjezdové komunikaci) a na směrovém oblouku jízdní dráhy na vjezdu (průjezd kolem zaoblení pravého okraje jízdního pásu na vjezdu),
- rozdíl dosažitelných rychlostí na směrovém oblouku jízdní dráhy na vjezdu (průjezd kolem zaoblení pravého okraje jízdního pásu na vjezdu) a na směrovém oblouku jízdní dráhy při průjezdu kolem středového ostrova,
- rozdíl dosažitelných rychlostí na směrovém oblouku jízdní dráhy při průjezdu kolem středového ostrova a na směrovém oblouku jízdní dráhy na výjezdu (průjezd kolem zaoblení pravého okraje jízdního pásu na výjezdu).

Dosažitelná rychlost při jízdě ve směrovém oblouku se určí v závislosti na poloměru jízdní dráhy vozidla a příčném sklonu podle obecně známého vzorce:

$$v_o = 3,6 \cdot \sqrt{R \cdot g_n \cdot (f + 0,01 \cdot p)} = \sqrt{127 \cdot R \cdot (f + 0,01 \cdot p)} \quad (1)$$

kde:

- v_o – je dosažitelná rychlost ve směrovém oblouku [km/h],
- R – poloměr směrového oblouku jízdní dráhy vozidla [m],
- g_n – normální tíhové zrychlení [m/s^2],
- p – příčný sklon ve směrovém oblouku [%] a
- f – součinitel příčného tření podle ČSN 73 6102 [1] – viz tabulka 2.

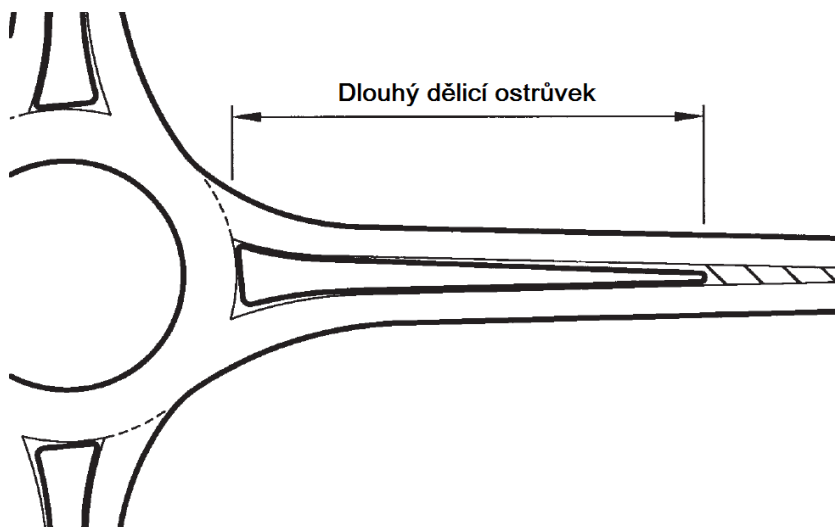
Tab. 2: Hodnoty součinitele příčného tření podle [1]

Součinitel příčného tření								
v (km/h)	60	50	40	35	30	25	20	15
f	0,17	0,19	0,23	0,25	0,28	0,31	0,34	0,40

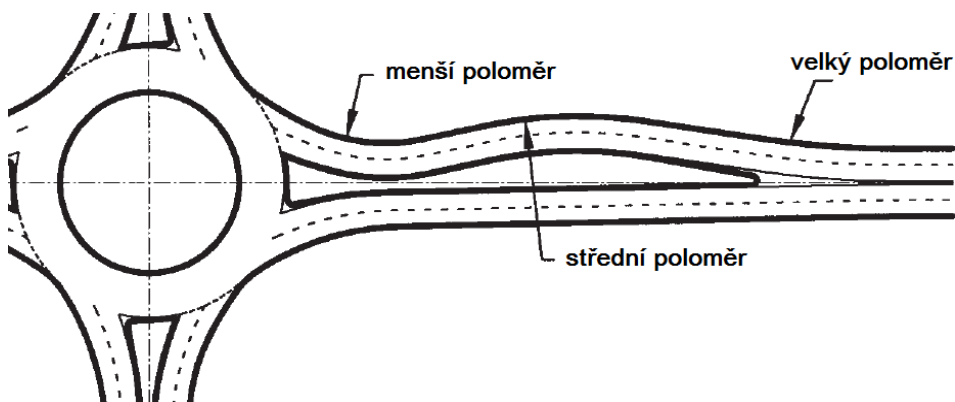
Dosažitelná rychlost na příjezdu je určena především směrovým zakřivením komunikace před vjezdem do okružní křižovatky:

1. Je-li komunikace na příjezdu vedena ve směrovém oblouku, určí se dosažitelná rychlost podle výše uvedeného vzorce (1).
2. Je-li komunikace na příjezdu vedena ve směrové přímé, nebo ve směrovém oblouku o velkém poloměru, dosažitelnou rychlost ovlivňuje zejména příčné uspořádání prostoru pozemní komunikace, popřípadě svislé a vodorovné dopravní značení:
 - Těsně přiléhající zástavba, nepřiléhající komfortní šířka vozovky a lemování komunikace obrubníky přispívají k udržení nízkých jízdních rychlostí. Na takto uspořádaných příjezdových úsecích místních komunikací lze očekávat dodržení rychlostního limitu 50 km/h.
 - Odsazená nebo neexistující zástavba, komfortní šířkové uspořádání komunikace a absence obrubníků na příjezdu přispívají k vyšším jízdním rychlostem, a to bez ohledu na nejvyšší dovolenou rychlost stanovenou platnými předpisy nebo místně upravenou dopravním značením. Na takto uspořádaných úsecích pozemních komunikací je nutno uvažovat s dosahovanou jízdní rychlostí 70 km/h a vyšší.

Potřebné snížení dosažitelné jízdní rychlosti na příjezdu lze zajistit zúžením zpevněné krajnice, vložením dostatečně dlouhého dělicího ostrůvku do paprsku křižovatky – viz obr. 3, vybudováním zvýšených obrubníků vymezujících minimální funkčně způsobilou šířku jízdního pásu na příjezdovém úseku pozemní komunikace, a případně vybudováním retardujícího směrového zakřivení na příjezdu – viz obr. 4.



Obr. 3: Dlouhý dělicí ostrůvek ke snížení příjezdové rychlosti podle [4]



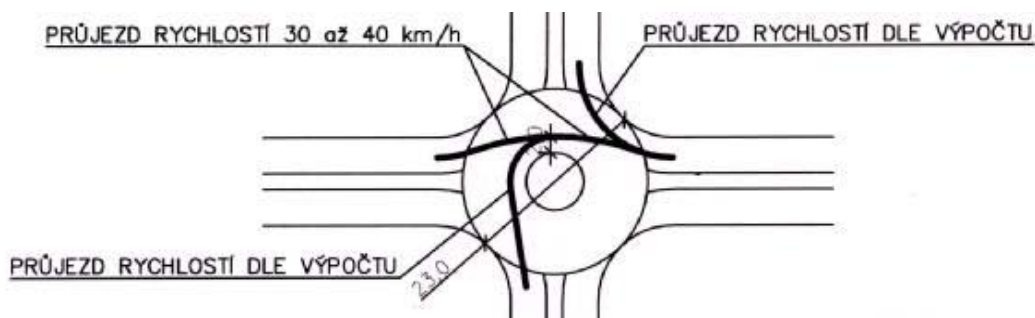
Obr. 4: Směrové zakřivení příjezdové komunikace ke snížení příjezdové rychlosti podle [4]

Ideálně by měly být porovnávané dosažitelné rychlosti shodné, z důvodu zajištění bezpečnosti a plynulosti dopravy by se neměly lišit o více jak o 20 km/h. To eliminuje potřebu náhlého prudkého brzdění, v důsledku kterého může dojít až ke smyku brzdícího vozidla nebo k nárazu zezadu nedobrzdněním následujícího vozidla.

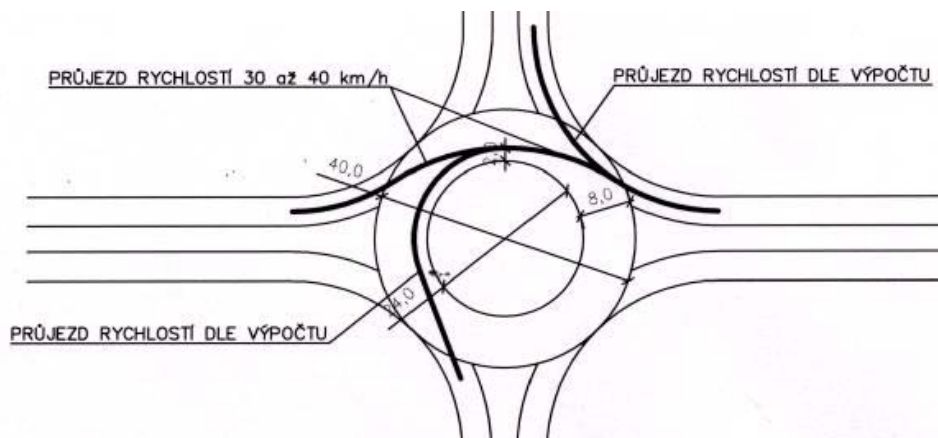
Na čtyřramenné okružní křižovatce je pro posouzení poměru rychlostí rozhodující:

1. nejrychlejší dráha pro jízdu od vjezdu k prvnímu výjezdu (odbočení vpravo),
2. nejrychlejší dráha pro jízdu od vjezdu ke druhému výjezdu (přímý průjezd),
3. nejrychlejší dráha pro jízdu od vjezdu ke třetímu výjezdu (odbočení vlevo).

Za nejrychlejší dráhu se přitom považuje nejméně zakřivená jízdní dráha vozidla odsazená o 1,5 m, nejvýše však o 2,0 m, od okrajů limitujících návrhových prvků, tj. od zaoblení pravého okraje jízdního pásu na vjezdu, od okraje středového ostrova a od zaoblení pravého okraje jízdního pásu na výjezdu.



Obr. 5: Průjezd nejmenší okružní křižovatkou o vnějším průměru $D = 23 \text{ m}$ (při menším průměru se již jedná o mini okružní křižovátku)



Obr. 6: Průjezd optimální okružní křižovatkou o vnějším průměru $D = 40$ m

3 HODNOCENÍ BEZPEČNOSTI OKRUŽNÍ KŘÍŽOVATKY

Jak bylo zmíněno v úvodu, do hodnoceného souboru bylo zařazeno celkem 69 okružních křižovatek rozložených po celém území České republiky, z toho 59 jednopruhových a 10 dvoupruhových. Nehodovost na typu spirálovitě uspořádané vícepruhové okružní křižovatky nebyla zjišťována s ohledem na minimální výskyt tohoto typu křižovatky v České republice v době řešení výzkumného projektu. U hodnocených křižovatek byly zkoumány geometrické parametry a relativní nehodovost, tj. počet nehod evidovaných Policií ČR na 1 milion vozidel vjíždějících do okružní křižovatky. Z výzkumu vyplynuly po srovnání geometrie a relativní nehodovosti následující závěry:

- Okružní křižovatky s jedním jízdním pruhem na okružním jízdním pásu i na vjezdech a výjezdech, umístěné na komunikacích s rychlostním limitem do 50 km/h (stavebně zajištěným), jsou jednoznačně nejbezpečnější.
- Umístění jednopruhové okružní křižovatky na komunikacích s dosažitelnou příjezdovou rychlostí 70 km/h a vyšší je provázáno zvýšením relativní nehodovosti na dvojnásobek ve srovnání s obdobnou jednopruhovou okružní křižovatkou umístěnou na komunikacích s rychlostním limitem 50 km/h.
- Okružní křižovatka s klasickým dvoupruhovým uspořádáním okružního jízdního pásu a s dvoupruhovými vjezdy a výjezdy vykazuje 4,4 krát vyšší nehodovost ve srovnání s jednopruhovou okružní křižovatkou umístěnou na komunikacích se stejnými rychlostními podmínkami na příjezdových úsecích.

Jak plyne z uvedeného hodnocení, pro zajištění maximální bezpečnosti by okružní křižovatky měly být přednostně řešeny jako jednopruhové. Současně je nutné zajistit vhodnou stavební úpravou adekvátní snížení dosažitelné jízdní rychlosti již na příjezdových úsecích komunikací před vlastním vjezdem do křižovatky. Snížování dovolené rychlosti na přímých příjezdových parscích pouze pomocí dopravního značení není dostatečně efektivní pro skutečné zvýšení bezpečnosti.

4 ZÁVĚR

Bezpečnost na okružní křižovatce je podmíněna komplexem spolupůsobících faktorů, jako jsou návrhová, dovolená a dosažitelná rychlost na vjezdech a na okružním jízdním pásu křižovatky, rozhledové poměry a pohyb chodců a cyklistů v závislosti na návrhových prvcích okružní křižovatky, umístění svislého a vodorovného dopravního značení, případně dopravního zařízení a veřejného osvětlení, a také kvalita povrchu poježděných ploch. V této souvislosti je potřeba zohlednit zejména účinky jízdy největších návrhových vozidel po prstenci středového ostrova, jehož konstrukce je

extrémně namáhána a často zde dochází ke vzniku poruch s dopadem na bezpečnost provozu. Vliv dynamických účinků kol vozidel při jízdě po povrchu prstence je možno hodnotit např. podle [6].

Na základě výzkumu je možno doporučit, aby byla věnována zvýšená pozornost korektnímu návrhu celkové geometrie okružní křižovatky. Zvláštní pozornost je potřeba věnovat návrhu okružní křižovatky na silnicích a na místních komunikacích s návrhovou rychlostí nad 50 km/h, kde je potřeba vhodnou úpravou na příjezdu k okružní křižovatce zajistit snížení rychlosti před vlastním vjezdem do křižovatky. Zvýšenou pozornost si zaslouží také návrh geometrie okružní křižovatky v podmínkách nižších intenzit dopravy, kdy minimální interakce s dalšími vozidly v dopravním proudu svádí řidiče k podvědomému zvyšování rychlosti zejména na příjezdu ke křižovatce.

Jako nevhodné se jeví použití klasického dvou a vícepruhového uspořádání okružní křižovatky. Dvoupruhové okružní křižovatky vykazují sice poněkud vyšší celodenní kapacitu, udává se 30 až 40 tisíc vozidel za den. S rostoucí intenzitou dopravy však prudce roste nehodovost a několikanásobně převyšuje nehodovost na jednopruhových okružních křižovatkách v podmínkách obdobně vysokého dopravního zatížení.

PODĚKOVÁNÍ

Příspěvek byl realizován za finančního přispění Ministerstva dopravy ČR jako součást řešení výzkumného projektu CG911-008-910 Vliv geometrie stavebních prvků na bezpečnost a plynulost provozu na okružních křižovatkách a možnost predikce vzniku dopravních nehod.

LITERATURA

- [1] ČSN 73 6102 *Projektování křižovatek na pozemních komunikacích*. Praha: Český normalizační institut, 2007, pp. 180.
- [2] KŘIVDA, V. Analýza konfliktních situací na okružních křižovatkách ve Valašském Meziříčí. *Sborník vědeckých prací VŠB - Technické univerzity Ostrava, řada stavební*. 2010, X. Nr. 1, pp. 99-108. ISSN 1213-1962.
- [3] MAHDALOVÁ, I. & kol. *Závěrečná zpráva 2010 projektu CG911-008-910 Vliv geometrie stavebních prvků na bezpečnost a plynulost provozu na okružních křižovatkách a možnost predikce vzniku dopravních nehod*. Ostrava: VŠB-TU Ostrava, Fakulta stavební, Katedra dopravního stavitelství, 2011, pp. 22.
- [4] ROBINSON, B. W. & comp. *Roundabouts: An Informational Guide*. 1st ed. Virginia: U.S. Department of Transportation – Federal Highway Administration, 2000. 284 pp. FHWA-RD-00-067. Dostupné on-line z URL <<https://www.nysdot.gov/main/roundabouts/files/00-067.pdf>> (citováno 15. 3. 2011).
- [5] *Světelná signalizace a bezpečnost dopravy v Praze*. Praha: Ústav dopravního inženýrství hlavního města Prahy, 2005. Dostupné on-line z URL <<http://www.udipraha.cz>> (citováno 15. 9. 2005).
- [6] LAJČÁKOVÁ, G. Vplyv parametrov vozidla na interakčné sily vznikajúce medzi kolesom a jazdnou dráhou. *Sborník vědeckých prací VŠB - Technické univerzity Ostrava, řada stavební*. 2010, X. Nr. 1, pp. 183-190. ISSN 1213-1962.

Oponentní posudek vypracoval:

Doc. Ing. Daniela Ďurčanská, CSc., Žilinská univerzita v Žiline, Stavebná fakulta, Katedra cestného staviteľstva.

Ing. Martin Smělý, Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav pozemních komunikací.

Petr KONEČNÝ¹, Jiří BROŽOVSKÝ², Pratanu GHOSH³

**MODELOVÁNÍ VLIVU CHLORIDŮ NA VZNIK TRHLIN V ŽELEZOBETONU
PROGRAMEM KOROZEENECK**

**EVALUATION OF CHLORIDE INFLUENCE ON THE CRACKS IN REINFORCED CONCRETE
USING KOROZEENECK SOFTWARE**

Abstrakt

Program Korozeeneck umožňuje provádět deterministické a stochastické modelování degradace železobetonové konstrukce. Ke stochastické aplikaci je nutné použít spolehlivostní nástavbu Monte. Korozeeneck modeluje jak iniciační, tak propagační fázi koroze. Umožňuje odhadnout dobu do vzniku koroze ocelové výztuže v železobetonové konstrukci, a také dobu do vzniku rovnoměrnou korozi vyvolaných trhlin. Příspěvek obsahuje jak popis analytického modelu užitého v programu Korozeeneck, tak příklad deterministické aplikace.

Klíčová slova

Železobeton, koroze, trhlina, výztuž, chloridy, iniciace, propagace.

Abstract

Korozeeneck software allows for deterministic as well as stochastic modeling of chloride induced degradation of reinforced concrete structures. Korozeeneck describes both stages (initiation as well as propagation). It helps to estimate time to initiation of corrosion in reinforced concrete structures. Time to unacceptable cracking caused by uniform corrosion can be assessed. The Monte reliability tool is necessary in order to perform stochastic analysis. Paper consists of description of analytical model used in program Korozeeneck as well example of a deterministic application.

Keywords

Reinforced concrete, corrosion, crack, reinforcement, chlorides, initiation, propagation.

1 ÚVOD

Spolehlivost železobetonových konstrukcí je v mnoha případech ovlivněna časově závislými degradačními procesy, díky kterým mnoho konstrukcí vyžaduje předčasnou rekonstrukci, či výměnu. Snížení životnosti vede obvykle k nárůstu celkových nákladů, čímž dochází v případě mostních konstrukcí ke zvýšenému zatížení veřejných rozpočtů. Harmonie mezi náklady na pořízení a celkovými náklady stavby hraje důležitou roli. Je proto důležité budovat konstrukce mající dlouhou životnost, čehož lze dosáhnout vhodnou předpovědí degradačních mechanismů. Kvalitní odhad

¹ Ing. Petr Konečný, Ph.D., Katedra stavební mechaniky, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 384, e-mail: petr.konecny@vsb.cz.

² Doc. Ing. Jiří Brožovský, Ph.D., Katedra stavební mechaniky, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 321, e-mail: jiri.brozovsky@vsb.cz.

³ Pratanu Ghosh, M.A.Sc., Ph.D., Civil and Environmental Engineering Department, University of Utah, Meldrum Civil Engineering, 110 S. Central Campus Dr., Suite 2000B, Salt Lake City, UT 84112, USA, e-mail: pratanug@gmail.com.

degradačních procesů umožní odborníkům lépe navrhovat železobetonové konstrukční systémy tak, aby byly dlouhodobě odolné vůči působení prostředí a zatížení.

Zakomponování trvanlivosti do veřejné infrastruktury nebo průmyslových objektů vyžaduje pokročilé znalosti degradačních mechanismů, stavebních materiálů, posudku spolehlivosti, kontroly kvality a konstrukčních postupů. Přesto, že je zřejmá nutnost navrhovat konstrukce s dlouhou životností, nástroje a pomůcky k dosažení tohoto cíle jsou stále ve vývoji.

V inženýrské komunitě roste poptávka po funkčně orientovaném přístupu k návrhu stavebních konstrukcí, který by zohledňoval požadovanou úroveň spolehlivosti, životnost, optimalizaci celkových nákladů stavby a vlivů na životní prostředí. Pozornost je tedy upřena k relativně novému přístupu zvanému Performance-Based Design (volně přeloženo dle [28] jako Posudek spolehlivosti s ohledem na užité vlastnosti, viz např. [27], [13]).

Chloridy pronikají skrz krytí k ocelové výztuži a vyvolávají korozi výztuže. Typickými představiteli jsou konstrukce vystavené mořskému prostředí a silniční konstrukce vystavené účinkům posypových solí. Rozmrazovací prostředky jsou jedním z nejvýznamnějších faktorů snižujících životnost silniční železobetonové infrastruktury jak ve střední Evropě, tak na severovýchodě USA. Chloridy vyvolaná koroze může způsobit pokles užité hodnoty konstrukce nejen s ohledem na použitelnost, ale i na únosnost, a ve svém důsledku může vézt ke zvýšeným nákladům životního cyklu mostu.

2 ÚČEL PROGRAMU KOROZEENECK

Program Korozeeneck [17] je vyvíjen za účelem provádění deterministického a stochastického modelování degradace železobetonové konstrukce s ohledem na působení chloridů. Program si klade za cíl umožnit získání lepší představy o chování konstrukce vystavené agresivnímu prostředí. Aktuální verze [17] pracuje s 1D modelem, který je vhodný např. pro popis ŽB desky.

Přístup implementovaný v programu Korozeeneck doplňuje odhad doby propagace koroze dle VIDAL et. al [32]. Model [32] je doplněn o odhad korozního proudu dle MORRIS et. al [25] a dále o období iniciace, čímž odhadne celkovou životnost konstrukce. Program se snaží odhadnout dobu do vzniku koroze ocelové výztuže v železobetonové konstrukci, a také dobu do vzniku rovnoměrnou korozi vyvolaných trhlin. Ke stochastické aplikaci je nutné použít spolehlivostní nastavbu Monte [2].

Následující části obsahují popis transformačních vztahů aplikovaných v programu Korozeeneck a také příklad deterministické aplikace. Příklad pravděpodobnostní aplikace je v plánu pro navazující práce.

3 MODELOVÁNÍ KOROZE VYVOLANÉ PŮSOBENÍM CHLORIDŮ

Úroveň spolehlivosti železobetonové konstrukce se mění s postupem degradačního procesu a dobou života železobetonové konstrukce. Je-li koroze vyvolána vniknutím chloridů k ocelové výztuži uvažována jako dominantní parametr ovlivňující degradaci, lze tento proces s ohledem na korozi rozdělit do dvou období [31]:

$$t_{\text{service}} = t_{\text{initiation}} + t_{\text{propagation}}, \quad (1)$$

kde je $t_{\text{initiation}}$ čas do vzniku koroze a $t_{\text{propagation}}$ odpovídá času do dosažení neúnosného stupně koroze železobetonové výztuže.

3.1 Iniciace koroze

Období iniciace koroze končí depasivací výztuže. Výztuž může začít korodovat a nastává tvorba korozních produktů. Úroveň spolehlivosti - užitnosti může být konzervativně vztažena k době do započetí koroze $t_{\text{initiation}}$ ([15], [29], [27] a [6]). Spolehlivost lze také posuzovat ve vztahu ke vzniku trhlin, jak je uvedeno dále v části 3.3 „*Propagace koroze*“.

Konec iniciační fáze je vyjádřen za pomoci porovnání koncentrací chloridových iontů na úrovni výztuže $C_{xy,t}$ a chloridové prahu C_{th} . (koncentrace postačujících k započetí koroze, viz např. [12]). Koncentrace chloridů na úrovni výztuže $C_{xy,t}$ je popsána v následující části.

3.2 Degradční model

Koroze ocelové výztuže je primárně řízena difuzí chloridů. Vliv hydraulického tlaku a kapilární sorpce není v aplikovaném modelu zohledněn, neboť je mnoho případů, kdy je jejich vliv možno zanedbat (např. ŽB mostovka [14]). Postup pronikání chloridů betonem jako funkce hloubky a času lze modelovat za pomoci 2. Fickova zákona difuze, ([34], [29], [6], [23] a [24]). Řešení příslušné diferenciální rovnice, obvykle nazývané jako Crankovo, je uvedeno v následujícím vztahu [4]:

$$C_{x,t} = C_0 \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{\sqrt{4D_c t}} \right) \right], \quad (2)$$

kde je $C_{x,t}$ koncentrace rozpustitelných chloridových iontů (jako procento hmotnosti materiálů s cementačními schopnostmi) v čase t (roky) a hloubce x (metry). C_0 je koncentrace chloridů (% hmotnosti cementu atd.) v povrchové vrstvě betonu a D_c je tzv. „zjevný“ koeficient difuze (m^2/rok). Difuzní koeficient je prozatím uvažován v průběhu života konstrukce jako konstantní. Zavedení závislosti D_c na čase je v plánu vývoje programu Korozeeneck.

Vztah (2) je široce užívaným pro 1-D modelování pronikání chloridů, i když nepostihuje kombinovaný transport vody a chloridových iontů [5], a také neumožňuje popisovat specifické okrajové podmínky nutné pro zohlednění vlivu trhliny. Numerické řešení vztahu (2) představuje následující polynom:

$$C_{x,t} = C_0 \left\{ 1 - \frac{2}{\sqrt{\pi}} \sum_{n=0}^{14} \frac{(-1)^n \left(\frac{x}{\sqrt{4D_c t}} \right)^{2n+1}}{n!(2n+1)} \right\} \quad (3)$$

TIKALSKY v [29] uvádí při užití 14 členů polynomu akceptovatelnou chybu 0.001 pro hloubku výztuže 0 – 1 metr, difuzní součinitel betonu mezi 1×10^{-8} a $1 \times 10^{-14} \text{ m}^2/\text{s}$ a zkoumanou životnost do 100 let.

Chování ŽB konstrukce je popsatelné s ohledem na iniciaci koroze funkcí spolehlivosti $RF_{t, \text{initiation}}$. Funkce spolehlivosti je vyjádřena jako časově závislé překročení korozního prahu C_{th} koncentrací chloridů $C_{x,t}$ v hloubce výztuže:

$$RF_{t, \text{initiation}} = C_{th} - C_{x,t}. \quad (4)$$

Hodnota limitní koncentrace chloridů C_{th} závisí zejména na druhu a přípravě výztužných vložek a na složkách betonu. Typické hodnoty pro ŽB mostovky jsou 0.2 % hmotnosti chloridů v poměru k hmotnosti cementu dle ACI 222R-01 a 0.4 % dle CEB [3]. Data pro ocel se speciální ochranou uvádí [7]. Širší diskuzi nad velikostí chloridového prahu uvádí [12].

Je-li koncentrace chloridů v místě výztuže $C_{x,t}$ větší než chloridový práh C_{th} , končí období iniciace a začíná období koroze. Doba, ve které dojde k iniciaci koroze, je označena $t_{\text{initiation}}$.

3.3 Propagace koroze

Během procesu koroze vznikají korozní produkty, které mají rozdílné fyzikálně chemické vlastnosti než původní materiál. Dochází k nárůstu objemu výztuže a zároveň poklesu efektivní průřezové plochy, což vede k poklesu únosnosti.

Program se zabývá odhadem času do vzniku trhlin v krytí betonu v důsledku objemových změn výztuže pro rovnoměrnou korozi vyvolanou působením chloridových iontů. Postup umožňuje zohlednit působení důlkové koroze.

Výpočet doby do vzniku trhlin je založen na vztazích odvozených z experimentů VIDAL et. al [32]. Tyto laboratorní experimenty byly prováděny na ŽB trémci vystavených působení chloridů a akcelerované korozi. Model [32], doplněný o výpočet korozního proudu dle MORRIS et.

all [25], je zajímavý možností popisu průběhu důlkové koroze. Zvolený přístup byl na případě rovnoměrné koroze porovnán s modelem [LIU and WEYERS [19]. Získané výsledky popsané délkou propagační fáze byly obdobné.

Model popsáný v [32] limituje propagační fázi vznikem trhliny o nepřijatelné šířce:

$$w_{cr} < w = K(\Delta A_s - \Delta A_{s0}), \quad (5)$$

kde je w_{cr} limitní velikost trhliny a w modelem odhadnutá velikost trhliny závisící na regresním součiniteli K , korozi vyvolaným úbytkem průřezové plochy ΔA_s a úbytkem průřezové plochy ΔA_{s0} v době vzniku nepřijatelné trhliny. Regresní koeficient K je podle [32] roven 0.575.

Následující vztah uvádí korozi vyvolaný úbytek průřezové plochy ΔA_s

$$\Delta A_s = \frac{\pi}{4} (2\alpha_{corr_type} x_D D - \alpha_{corr_type}^2 x_D^2), \quad (6)$$

kde α_{corr_type} zohledňuje druh koroze, x_D představuje hloubku koroze a D je průměr výztuže [mm]. Hloubka koroze x_D je pak:

$$x_D = V_{corr} \times t = 11.6 \times i_{corr} \times t, \quad (7)$$

kde je hustota korozního proudu i_{corr} [$\mu A/cm^2$]. V aplikovaném modelu byla zvolena pro hustotu korozního proudu závislost na odporu betonu ρ (resistivity [Ohm-cm]) (Fig. 12, MORRIS et. al [25]):

$$i_{corr} = 55000 \times \rho^{-1.3} \quad (8)$$

a korozní rychlost V_{corr} [$\mu m/rok$] závisí na hustotě korozního proudu

$$V_{corr} = 11.6 \times i_{corr}. \quad (9)$$

Další modely popisující hustotu korozního proudu uvádí např. [8].

Ve vztahu pro odhad šířky trhliny (12) figuruje výpočet úbytku průřezové plochy v době vzniku nepřijatelné trhliny ΔA_{s0} , přičemž x_C je tloušťka krytí:

$$\Delta A_{s0} = \frac{\pi \times D^2}{4} \left[1 - \left[1 - \frac{\alpha_{corr_type}}{D} \times \left(7.53 + 9.32 \times \frac{x_C}{D} \right) \times 0.001 \right]^2 \right], \quad (10)$$

Úbytek plochy výztuže v čase (6) popisuje kvadratická funkce. Čas do vzniku koroze t je možno řešit následovně:

$$At^2 + Bt + C = 0, \quad (11)$$

kde t představuje $t_{propagation}$ a kde jsou konstanty A, B a C definovány následovně:

$$A = \sqrt{0.0001V_{corr}} \frac{\pi}{4} \alpha_{corr_type}^2, \quad B = 0.0001V_{corr} \frac{\pi}{4} 2D\alpha_{corr_type}, \quad C = \Delta A_{s0} + \frac{w_{cr,lim}}{0.0575}. \quad (12)$$

Limitní šířka trhliny je uvažována jako $w_{cr} = 0.1$ mm. V programu je užito $\alpha_{corr_type} = 2$ pro rovnoměrnou korozi. Vyšší hodnoty popisuje korozi důlkovou.

Druhý kořen kvadratické rovnice je pak doba propagační fáze $t_{propagation}$, tedy doba od započetí koroze do vzniku nepřijatelných trhlin. Celková doba do vzniku nepřijatelných trhlin je v programu označena jako $t_{service}$ a je součtem doby iniciace s dobou propagace koroze (1).

Funkce spolehlivosti popisující dobu života konstrukce s ohledem na vznik trhlin je vyjádřena porovnáním doby do vzniku nepřijatelných trhlin $t_{service}$ a požadované doby provozu konstrukce $t_{required}$:

$$RF_{t,service} = t_{service} - t_{required} \quad (13)$$

3.4 Stochastické modelování - Simulation-Based Reliability Assessment

Vzhledem k velkému rozptylu vstupních parametrů je vhodné pravděpodobnostní řešení dané problematiky. K řešení je možno zvolit metodu SBRA [21] (SBRA, viz MAREK, et. al. [21], [22], [20]). Ta je vhodná k aplikaci v oblasti stochastické analýzy degračních procesů.

Náhodně proměnné jsou v metodě SBRA charakterizovány pravděpodobnostní funkcí (obvykle useknutými histogramy). Náhodně proměnné vstupy je možno korelovat s využitím přístupu [26]. Možnost korelace byla ověřena v [18], a je v programu Monte [2] implementována. Pravděpodobnost překročení vybraných referenčních hodnot je počítána s využitím simulačních nástrojů typu Monte Carlo a úroveň spolehlivosti je vyjádřena za pomoci porovnání pravděpodobnosti poruchy P_f s návrhovou pravděpodobností P_d . Požadovaná referenční kritéria a návrhové hodnoty mohou být ušity na míru konkrétnímu inženýrskému problému, tak aby odpovídaly účelu objektu, jeho umístění, očekávání klienta apod.

BRADÁČ [1] uvedl metodu SBRA na pole posudků trvanlivosti železobetonových konstrukcí. TIKALSKÝ a kol. následně obohatili využití metody SBRA o oblast Performance-Based Design železobetonových konstrukcí ([29], [20], [30] a [16]). Obohacení spočívá v analogii, jak mezi zatížením a působením agresivních chemikálií, tak mezi odolností a schopností vzdorovat agresivním látkám. Posypové soli představují zatížení chloridy, které pronikají do betonu v čase, a koroze započne, pokud je dostatečné množství chloridových iontů, vlhkosti a kyslíku dostupné na úrovni výztuže.

Je vhodné poznamenat, že především pro rozsáhlejší konstrukce (mosty, dlouhé nebo vysoké stěny atp.) se často uvažuje plošná variabilita základních veličin C_0 a D_c (viz např. [33] a [9]).

4 UKÁZKA DETERMINISTICKÉHO VÝPOČTU

Na ilustrativním příkladu železobetonové desky představující mostovku s nechráněnou výztuží vystavenou působení posypových solí je ukázán odhad doby do vzniku koroze a následných korozí vyvolaných trhlin.

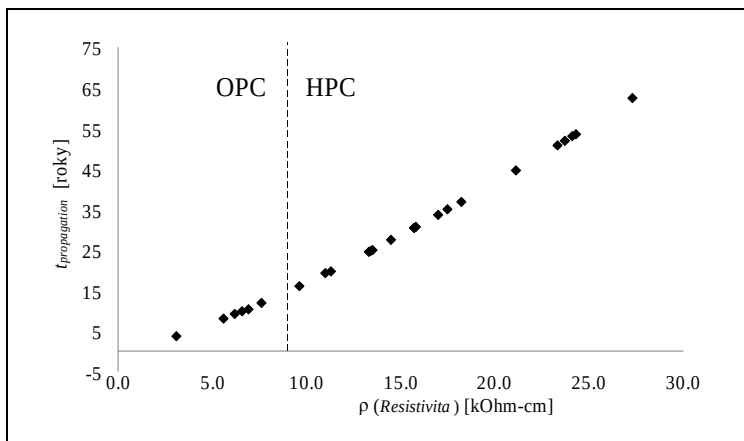
4.1 Vstupy

Vstupní parametry je možno zadat z příkazového řádku, nebo je možno tyto veličiny načíst ze vstupního souboru. První vstupní hodnota je difuzní součinitel $D_c = 4.91 \text{ [m}^2\text{s}^{-1} \times 10^{-12}]$, následuje hloubka výztuže $x_C = 0.075 \text{ [m]}$, koncentrace chloridů na povrchu betonu $C_0 = 1.11 \text{ [% materiálu s cementačními vlastnostmi]}$, odpor betonu vůči průchodu el. proudu (resistivita) $\rho = 6.6 \text{ [kOhm-cm]}$, průměr výztuže $D = 19 \text{ [mm]}$, chloridový práh pro nechráněnou ocelovou výztuž $C_{th} = 0.27 \text{ [% materiálu s cementačními vlastnostmi]}$.

Hodnoty parametrů D_c , x_C , C_0 a C_{th} jsou získány jako průměry z náhodných veličin aplikovaných v práci [11]. Ta popisuje problematiku ŽB mostovky vystavené působení chloridů. Hodnota pro resistivitu byla zvolena s ohledem na laboratorní měření [10] a hodnota chloridového prahu C_{th} je zvolena dle dat dostupných v [7].

4.2 Odhad trvání iniciační fáze a propagační fáze

Program Korozeeneck [17], obsahující model uvedený v části 3 *Modelování koroze vyvolané působením chloridů*, je použit k odhadu vývoje koroze. Koroze je iniciována, pokud koncentrace solí na úrovni výztuže $C_{xy,t}$ (viz (2) a (3)) překročí chloridový práh C_{th} , viz (4). Ve zvoleném příkladu nastane depasivace výztuže v čase $t_{initiation} = 13.7$ roků. V čase $t_{initiation}$ začne ocelová výztuž korodovat. Rozpínající se korozní produkty namáhají betonové krytí výztuže. Překročí-li napětí v krytí mez pevnosti betonu v tahu, vzniknou v krytí trhliny. Překročí-li velikost trhliny v krytí zvolenou limitní hodnotu je konstrukce považována za nespolehlivou, v modelu je ukončena propagační fáze koroze $t_{propagation}$. Konstrukce začíná být vážně ohrožena působením posypových solí. Zde je $t_{propagation} = 10,7$ roků, viz (12). Chloridy pronikají k výztuži z mnohem větší intenzitou a vývoj koroze doprovázený poklesem únosnosti se rovněž urychluje. Součtem iniciační a propagační fáze je životnost konstrukce $t_{service} = 24.3$ roků, viz (1).



Obr. 1: Odhad propagační fáze koroze $t_{propagation}$ v závislosti na kvalitě betonu popsané odporem vůči průchodu elektrického proudu - resistivitě ρ pro krytí $x_C = 63,5$ mm a průměr výztuže $D = 19$ mm (OPC představuje běžný beton, HPC představuje vysokohodnotný beton). Podrobnosti viz [10].

5 POROVNÁNÍ PROPAGAČNÍ FÁZE KOROZE V ZÁVISLOSTI NA KVALITĚ BETONU

Graf na obr. 1 ilustruje vliv kvality betonu na propagaci koroze. Aplikovaný model [32] odhaduje, že propagační fáze u běžných betonů trvá mezi 5 a 20 lety, zatímco u betonů vysokohodnotných se délka propagační fáze pohybuje v rozmezí 20 až 65 let.

6 ZÁVĚR

V příspěvku je předvedena ukázka využití programu Korozeeneck 1.0 [17] k odhadu vlivu chloridů na trvanlivost železobetonových konstrukcí. Modelována je doba do vzniku koroze a následná doba do nepřípustného rozvoje trhlin, které jsou vyvolány objemovými změnami výztuže.

Zvolený model řeší 1D problém železobetonové desky vystavené působení chloridů. Iniciační fáze je modelována za pomoci difuze. Propagační fáze koroze je popsána s využitím modelu pro rovnoměrnou korozi [32]. Zvolený model je doplněn odhadem iniciační fáze a výstupem je životnost, sestávající z iniciační a propagační fáze koroze. Postup popsáný v [32] byl zvolen proto, neboť umožňuje v budoucnu modelovat i důlkovou korozi, která je typická pro působení chloridů.

Vzhledem k velkému rozptylu vstupních parametrů je vhodné pravděpodobnostní řešení dané problematiky. Naznačený postup obsahuje pouze deterministické řešení, ale pravděpodobnostní aplikace je v kombinaci se software Monte [2] možná. Příklad pravděpodobnostní aplikace je v plánu pro navazující práci.

Aproximace šířky trhliny pomocí regresního koeficientu K (viz [32]) umožňuje vystihnout trendy závislosti mezi materiálovými charakteristikami a délkou propagační fáze koroze železobetonové konstrukce vystavené působení chloridů. Tato oblast zasluhuje další pozornost, a to zejména s ohledem na možnost aplikace nelineární lomové mechaniky s cílem numericky modelovat chování krytí vystavené působení narůstajícího objemu výztuže.

PODĚKOVÁNÍ

Příspěvek byl realizován za finančního přispění Ministerstva školství, mládeže a tělovýchovy ČR z Operačního programu: OP Vzdělávání pro konkurenceschopnost (OP VK) v rámci projektu „Tvorba a internacionalizace špičkových vědeckých týmů a zvyšování jejich excelence na Fakultě stavební VŠB-TUO“ projekt č. CZ.1.07/2.3.00/20.0013.

LITERATURA

- [1] BRADÁČ, J. and MAREK, P. Application of Simulation-based Reliability Assessment, SBRA, for Lifetime Prediction of Concrete Structures. Proceedings: 8th *International Conference on Life Prediction and Aging Management of Concrete Structures, RILEM*, Bratislava, 1999. (in English).
- [2] BROŽOVSKÝ, J., The home page of the “Monte” simulation software, 2006: <<http://fast10.vsb.cz/brozovsky/monte>>.
- [3] CEB *Design Guide for Durable Concrete Structures*, Thomas Telford Publishers, 2004, ISBN: 0-7277-1620-4.
- [4] COLLEPARDI, M., MARCIALIS, A., and TURRIZUANI, R. “Penetration of Chloride Ions into Cement Pastes and Concretes,” *Journal of American Ceramic Research Society*, V55, No. 10, 1972, pp 534-535.
- [5] ČERNÝ, R., PAVLÍK, Z., ROVNANÍKOVÁ, P. Experimental Analysis of Coupled Water and Chloride Transport in Cement Mortar, *Cement and Concrete Composites*, 2004, vol. 26, no. 6, 2004, s. 705-715. ISSN 0958-9465.
- [6] DAIGLE, L., LOUNIS, Z., CUSSON, D. “Numerical Prediction of Early-Age Cracking and Corrosion in High Performance Concrete Bridges – Case Study“, downloaded: August 22, 2006 available on-line: <<http://www.tac-atc.ca/english/pdf/conf2004/Daigle.pdf>>, 2004.
- [7] DARWIN, D., and J. BROWNING. Critical Chloride Corrosion Threshold of Galvanized Reinforcing Bars. *ACI Materials Journal*, Vol.106, No.2, 2009, pp.176-183.
- [8] fib, *Model Code for Service Life Design*, fib Bulletin 34, Model Code, 116 pages, ISBN 978-2-88394-074-1, 2006.
- [9] FABER, M. H., ROSTAM, S. Durability and Service Life of Concrete Structures – the Owners Perspective. In Proceedings of the *International IABSE Conference on Safety, Risk, and Reliability - Trends in Engineering*, Malta, March 2001, ISBN: 3-85748-102-4.
- [10] GHOSH, P., HAMMOND, A. and TIKALSKY, P. J. “Correlation of CIPT and Resistivity Data in Different Curing Condition”, In preparation for 9th Symposium for High Performance Concrete, Christchurch, New Zealand, August, 2011.
- [11] GHOSH, P., KONEČNÝ, P. and TIKALSKY, P. J. “SBRA Model for Corrosion Initiation in Concrete Structures” The Joint fib-Rilem Workshop on Modeling of Corrosion Concrete Structures, Madrid, Spain, November, ISBN: 978-94-007-0676-7, pp. 85-100, 2010.
- [12] GLASS, G. K. and BUENFELD, N. R. Chloride Threshold Levels for Corrosion Induced Deterioration of Steel in Concrete”. In “*Chloride Penetration into Concrete*”: St-Remy-les-Chevreuses, France, October 15-18, 1995. *Proc. of the RILEM Intl. Workshop*, pp. 429-452.
- [13] HÁJEK, P., TEPLÝ, B. A KRÍSTEK, V. Trvale udržitelný rozvoj a betonové konstrukce (Sustainable Development and Concrete Structures, In Beton TKS, No. 4, 2002, pp. 40-42, (in Czech).
- [14] HOOTON, R. D., THOMAS, M. D. A., STANISH, K. *Prediction of Chloride Penetration in Concrete*. Federal Highway Administration Publication, FHWARD-00-142, October 2001.
- [15] KERŠNER, Z., NOVÁK, D., TEPLÝ, B., BOHDANECKÝ, V. “Karbonatace betonu, koroze výztuže a životnost chladicí věže (Concrete Carbonation, Reinforcing Steel Corrosion and Cooling Tower Durability), *Sanace*, No. 4, 1996, pp. 21-23, (in Czech).
- [16] KONEČNÝ P., TIKALSKY, P. J., TEPKE, D. G. “Performance Assessment of a Concrete Bridge Deck Affected by Chloride Ingress by Using Simulation-Based Reliability Assessment and Finite Element Modeling“. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, No. 2028, pp. 3-8, Washington, DC, USA, 2007, ISSN: 0361-1981, ISBN: 978-0-309-10455-5.
- [17] KONEČNÝ, P., BROŽOVSKÝ, J. GHOSH, P. The home page of the „KOROZEENECK 1.0“ software: < <http://fast10.vsb.cz/konecny/korozeeneck.php> >, 2010.

- [18] KONEČNÝ, P. (2007): Simulace korelovaných neparametrických rozdělení v rámci metody SBRA, In *Sborník vědeckých prací Fakulty Stavební VŠB-TU Ostrava*, pp. 199-209, Ostrava, ISBN 978-80-248-1661-6, ISSN 1213-1962.
- [19] LIU, Y and WEYERS, R. E. *Modelling the Time-to-Corrosion Cracking in Chloride Contaminated Reinforced Concrete Structures*, in *ACI Materials Journal*, V.95, No.6. ,November-decemeber 1998.
- [20] MAREK, P., BROZZETTI, J., GUŠTAR, M. and TIKALSKY P (editors). *Probabilistic Assessment of Structures using Monte Carlo simulation. Basics, Exercises, Software*, ITAM Academy of Sciences Czech Republic, (CD ROM attached). 2ND edition, 2003, ISBN: 80-86246-19-1.
- [21] MAREK, P., GUŠTAR, M. and ANAGNOS, T. *Simulation-Based ReliabilityAssessment for Structural Engineers*. CRC Press, Inc., Boca Raton, Florida, 1995, ISBN: 0-8493-8286-6.
- [22] MAREK, P., GUŠTAR, M., PERMAUL, K. Transition from Partial Factors Method to Simulation Based Reliability Assessment in Structural Design. *Journal: Probabilistic Engineering Mechanics* 14, 1999, pp. 105-118, Elsevier Science Ltd. (in English).
- [23] MATESOVÁ, D., PERNICA, F., TEPLÝ, B. Limit States for Durability Design – Modelling and the Time Format, In: *Sborník konference Modelování v Mechanice*, Ostrava, 2006.
- [24] MATESOVÁ, D. and VOŘECHOVSKÝ, M. Analytical and numerical approaches to modeling of reinforcement corrosion in concrete. In A. Zingoni, editor, SEMC 2007, *Third international conference on structural engineering, mechanics and computation*, held in Cape Town, South Africa, pages 227-228, full papers on CD-ROM, Rotterdam, the Netherlands, 2007. University of Cape Town, Millpress.
- [25] MORRIS, W, VICO, A., VAYQUEZ, M., DE SANCHEZ, S. R. (2002) Corrosion of reinforcing steel evaluated by means of concrete resistivity measurements, *Corrosion Science* 44, 2002, pp. 81-99. ISSN: 0010-938X.
- [26] PHOON, K., K., QUEK, S., T., HUANG, H., „Simulation of non-Gaussian Processes using fractile correlation, in *Probabilistic Engineering Mechanics*“, vol 19, p. 287-292, 2004.
- [27] TEPLÝ, B., KERŠNER, Z., ROVNANÍK, P. AND CHROMÁ, M. Durability vs. Reliability of RC structures, In proceedings of 10DBMC *International Conference on Durability of Building Materials and Components*, Lyon, France, 17-20 April 2005.
- [28] TEPLÝ, B., NOVÁK, D., KERŠNER, Z., LAWANWISUT, W. “Deterioration of reinforced concrete: Probabilistic and sensitivity analyses”, *Acta Polytechnica*, vol. 39, no. 2, pp. 7-22, Prague, 1999, ISSN 1210-2709.
- [29] TIKALSKY, P. (2003). “Chapter 20 Durability and Performance-Based design using SBRA“ in [20].
- [30] TIKALSKY, P., J. and PUSTKA, D., MAREK, P. “Statistical Variations in Chloride Diffusion in Concrete”, *ACI Structural Journal*, vol. 102, is. 3, 2005, ISSN: 0889-3241.
- [31] TUUTTI, K. “Corrosion of steel in concrete“, *CBI Research Report 4:82*, Swedish Cement and Concrete Research Institute, Stockholm, Sweden, 1982.
- [32] VIDAL, T. CASTEL, A and FRANCOIS, R. *Cement and Concrete Research* 34 (2004) 165-174, 2004, ISSN 0008-8846.
- [33] STEWART, M. G. Spatial variability of pitting corrosion and its influence on structural fragility and reliability of RC beams in flexure. *Structural Safety* 26(4)“ 453-470, ISSN: 0167-4730, 2004.
- [34] ZEMAJTIS, J. Modeling the Time to Corrosion Initiation for Concretes with Mineral Admixtures and/or Corrosion Inhibitors in Chloride-Laden Environments , Dissertation at Virginia Polytechnic Institute and State University, Virginia, USA, 1998.

Oponentní posudek vypracovali:

Ing. Miroslav Sýkora, Ph.D., Kloknerův ústav, ČVUT Praha.

Ing. Dita Vořechovská, Ph.D., Fakulta stavební, VUT Brno.

Martin KREJSA¹, Vladimír TOMICA

STANOVENÍ SYSTÉMU PROHLÍDEK KONSTRUKCÍ NAMÁHANÝCH NA ÚNAVU

DETERMINATION OF STRUCTURES INSPECTION SUBJECTED TO FATIGUE

Abstrakt

V příspěvku je detailně zpracovaná a na příkladu demonstrováná metodika pravděpodobnostního posouzení ocelové konstrukce namáhané únavou s ohledem na vznik únavových trhlin z okraje a povrchu, která vede k návrhu systému prohlídek konstrukce. K řešení je využita nově vyvíjená metoda Přímého Optimalizovaného Pravděpodobnostního Výpočtu – POPV.

Klíčová slova

Přímý Optimalizovaný Pravděpodobnostní Výpočet, POPV, programový systém ProbCalc, únavová trhlina, lineární lomová mechanika, přípustný rozměr, měřitelný rozměr, iniciační rozměr, šíření z okraje, šíření z povrchu, podmíněná pravděpodobnost, prohlídka konstrukce.

Abstract

Paper describes in detail and gives example of the probabilistic assessment of a steel construction subject to fatigue load, particular attention being paid to cracks from the edge and those from surface. This information is used as a basis for proposing a system of inspections. The newly developed method Direct Optimized Probabilistic Calculation (DOProC) is used for solution.

Keywords

Direct Optimized Probabilistic Calculation, DOProC, software package ProbCalc, fatigue crack, linear fracture mechanics, acceptable size, detectable size, initial size, fatigue crack propagation from the edge, fatigue crack propagation from surface, conditional probability, inspection of structure.

1 ÚVOD

Metodou Přímého Optimalizovaného Pravděpodobnostního Výpočtu - POPV, jejíž podstata spočívá v numerické integraci konvolutorního integrálu bez aplikace některé ze simulačních technik, lze v současnosti efektivně řešit řadu pravděpodobnostních úloh [8]. Jednou z oblastí, kde byla metodika POPV s úspěchem aplikovaná, je i problematika šíření únavových trhlin cyklicky namáhaných konstrukcí [13]. Následující příspěvek obsahuje detailně zpracovanou a na příkladech (detail náchylný na únavové poškození z [4]) demonstrovanou metodiku pravděpodobnostního posouzení konstrukce namáhané únavou s ohledem na vznik únavových trhlin z okraje i povrchu s ohledem na překročení meze pevnosti základního materiálu, která vede k návrhu systému prohlídek konstrukce.

Na základě pravděpodobnostního výpočtu metodou POPV lze u ocelových konstrukcí a mostů namáhaných únavou stanovit pravděpodobnosti pro základní jevy, související s růstem únavové trhliny, které mohou nastat v libovolném čase t životnosti konstrukce. Tyto pravděpodobnosti určené

¹ Doc. Ing. Martin Krejsa, CSc., Katedra stavební mechaniky, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 303, e-mail: martin.krejsa@vsb.cz.

na základě analýzy funkce spolehlivosti pro každý rok provozu konstrukce jsou výchozím podkladem pro stanovení času prohlídek cyklicky namáhané ocelové konstrukce nebo mostu s využitím podmíněné pravděpodobnosti.

2 PROBLEMATIKA ŠÍŘENÍ ÚNAVOVÉ TRHLINY

Spolehlivost nosné konstrukce, namáhané proměnným zatížením, je výrazně ovlivněna degradačními účinky, způsobenými zejména únavou základního materiálu. V procesu návrhu těchto konstrukcí se vychází z koncepce tzv. Wöhlerových křivek [1, 2], u nichž se připouští omezená životnost do porušení, stanoveného na základě konstantního rozkmitu a předpokládaného množství zatěžovacích cyklů. Problém únavového poškození stavebních ocelových konstrukcí a mostů je řešen dlouhodobě.

Rozvíjejí se metody uvažující s podchycením možných vad a defektů ve formě inicializačních trhlin, které výrazně urychlují šíření únavových trhlin. Jednou z alternativ je lineární lomová mechanika, jež je předmětem zkoumání již řadu let zejména ve strojírenských oborech a do problematiky návrhu nosných stavebních konstrukcí je postupně přebírána a upravována.

Pro podchycení šíření únavových trhlin jsou důležité tři jejich rozměry. Prvním je *iniciační (počáteční) rozměr trhliny*, který představuje nahodilou závadu na prvku namáhaném proměnnými účinky zatížení. Existenci iniciační trhliny ve stádiu šíření, mají podchytit prohlídky a to při *měřitelné délce trhliny*. Třetím významným rozměrem je doposud označovaný kritický rozměr, jenž je konečným zaznamenaným rozměrem před porušením formou křehkého lomu. Největší konečný rozměr je vhodné stanovit jiným způsobem. Stavební konstrukce a mosty se navrhují na extrémní účinky zatížení. Únavové účinky se ověřují pouze na detailech náchylných na únavová poškození od proměnných účinků zatížení provozního. Pokud by byl nosný prvek navržen s příslušnou rezervou spolehlivosti návrhu přesně na účinky extrémního zatížení, pak oslabení trhlinou negativně ovlivní jeho návrhový stav.

Poškození únavovou trhlinou je závislé na počtech cyklů rozkmitu napětí, což představuje časový faktor po celou návrhovou životnost. Předpokládá se, že poruchovost narůstá s časem a spolehlivost tedy klesá. Zahrne-li se do poruchovosti i možné šíření únavové trhliny, pak je ho potřebné sledovat a ohraničit největším přípustným oslabením. Toto oslabení je odvozeno od přípustného rozměru únavové trhliny, jenž v sobě zahrnuje bezpečnostní požadavky na dosažení kritické trhliny, která může být odvozená od křehkého lomu, ale pro ocelové konstrukce významněji od lomu houževnatého. Příčinou tohoto typu degradace nosného prvku v čase je nahodilá existence iniciační trhliny a její růst vlivem proměnných účinků zatížení. Následkem je oslabení prvku navrženého na účinky extrémního zatížení, v průběhu stabilního narůstání trhliny až po přípustný rozměr, který v čase jeho dosažení je limitním pro zachování požadované spolehlivosti.

Potřebné použití pravděpodobnostních přístupů pro sledování rychlosti růstu únavové trhliny po její *přípustný rozměr* vyplývá z nejistot ve stanovení vstupních proměnných veličin a nutnosti sledování hladiny spolehlivosti [6]. Rozhodujícími vstupy u rozměrů trhliny jsou její iniciační rozměr a přípustný rozměr. Definování přípustného rozměru index je podmínkou nutnou, ne však postačující, protože dominantní pro růst trhliny je stanovení iniciačního rozměru.

Následující výklad je zaměřen na objasnění a konkretizování některých normových požadavků, umožňujících dosáhnout požadované spolehlivosti při použití metody přípustných poškození. Uvádí metodiku pro sledování šíření trhliny po rozměr, který je zpřesněným přípustným rozměrem pro reálné konstrukční detaily uváděné už např. [3], ale v podmínkách deterministického pojetí.

3 PRAVDĚPODOBNOSTNÍ PŘÍSTUP K ŘEŠENÍ PROBLEMATICE

Problematika je sledovaná ve dvou vzájemně se ovlivňujících částech: pravděpodobnostním řešením šíření únavové trhliny a nejistotách při stanovení veličin vstupujících do výpočtu.

Únavová trhлина, oslabující konstrukční prvek o určitou plochu, je při sledování růstu popisovaná jen jedním celkovým rozměrem a . Pro popis růstu trhliny se nejčastěji používá metoda lineárně pružné lomové mechaniky [5], která definuje vztah mezi rychlostí šíření trhliny $\frac{da}{dN}$ a rozkmitem koeficientu intenzity napětí ΔK v čele trhliny Paris-Erdoganovou rovnicí (např.[21]):

$$\frac{da}{dN} = C \cdot \Delta K^m \quad (1)$$

kde C a m jsou materiálové konstanty, a je rozměr (délka) trhliny a N je počet zatěžovacích cyklů. Předpokladem pro stabilní šíření únavové trhliny je existence iniciační trhliny a_0 v místě koncentrace napětí, které se může nacházet na okraji nebo na povrchu prvku.

Při výchozím předpokladu, že prvotní je návrh konstrukce na účinky extrémního zatížení s následným posudkem únavové odolnosti, pak je rezerva spolehlivosti v inženýrské pravděpodobnostní metodě vyjádřená ve tvaru:

$$g(R, S) = G = R - S, \quad (2)$$

kde R je náhodně proměnná odolnost prvku a S představuje náhodně proměnné účinky extrémního zatížení. V případě, že na takto navržený prvek působí provozní zatížení, mohou nastat následující případy:

- a) **bezpečná životnost** - únavové účinky nedegradují prvek únavovou trhlinou;
- b) **přípustná poruchovost** - únavové účinky degradují prvek a snižují jeho únosnost;
- c) **přípustná poruchovost** - únavové účinky vyjádřené změnami napětí.

Ve výpočtovém modelu šíření únavové trhliny je sledováno napětí, přičemž při vzniku největší přípustné trhliny je odolnost konstrukce R reprezentována napětím na mezi kluzu f_y , která je neměnná. Tento názornější přístup c) byl upřednostněn před přístupem b), jelikož vyjadřuje nelineární nárůst obou napětí na oslabovaném prvku.

Podmínka pro stanovení přípustné délky trhliny a_{ac} se s použitím (1) vyjádří:

$$N = \frac{1}{C} \int_{a_0}^{a_{ac}} \frac{da}{\Delta K^m} > N_{tot}, \quad (3)$$

kde N je počet cyklů pro zvětšení trhliny z iniciační a_0 do přípustné a_{ac} ; N_{tot} je počet cyklů za dobu celé životnosti. Vztah (3) je nepoužitelný, neboť iniciační rozměr trhliny není znám.

Vztah pro rychlost šíření únavové trhliny (1) se musí pro sledovaný účel upravit. Rozkmit koeficientu intenzity napětí ΔK lze při známém rozkmitu špiček napětí $\Delta \sigma$ vyjádřit vztahem:

$$\Delta K = \Delta \sigma \cdot \sqrt{\pi \cdot a} \cdot F_{(a)}, \quad (4)$$

kde $F_{(a)}$ je tzv. kalibrační funkce, která sleduje průběh šíření trhliny, jež se při změně počtu cyklů z N_1 na N_2 rozšíří z délky a_1 na a_2 . Úpravou (1) s využitím (4) lze pak získat upravený vztah:

$$\int_{a_1}^{a_2} \frac{da}{\left(\sqrt{\pi \cdot a} \cdot F_{(a)}\right)^m} = \int_{N_1}^{N_2} C \cdot \Delta \sigma^m \cdot dN. \quad (5)$$

Pokud se délka trhliny a_1 rovná počáteční velikosti trhliny a_0 (předpokládaný rozměr iniciační trhliny v pravděpodobnostním pojetí), a a_2 naopak konečné - přípustné délce trhliny a_{ac} (rozměr přípustné trhliny, nahrazující rozměr kritický a_{cr} v případě, kdy trhlina končí křehkým lomem), levou stranu rovnice (5) lze pak považovat za náhodně proměnnou odolnost konstrukce R :

$$R_{(a_{ac})} = \int_{a_0}^{a_{ac}} \frac{da}{\left(\sqrt{\pi \cdot a} \cdot F_{(a)}\right)^m}. \quad (6)$$

Obdobně lze definovat akumulaci účinků zatížení (náhodně proměnné účinky extrémního zatížení), která se rovná pravé straně (5):

$$S = \int_{N_0}^N C \cdot \Delta \sigma^m \cdot dN = C \cdot \Delta \sigma^m \cdot (N - N_0) , \quad (7)$$

kde N je celkový počet rozkmitů špiček napětí $\Delta \sigma$ při nárůstu velikosti trhliny z a_0 na a_{ac} , N_0 představuje počet rozkmitů v čase inicializace únavové trhliny (většinou je roven nule).

Lze definovat funkci spolehlivosti G_{fail} , jejíž analýzou je možno získat pravděpodobnost poruchy p_f :

$$G_{fail(Z)} = R_{(a_{ac})} - S , \quad (8)$$

kde Z je vektor náhodných fyzikálních vlastností - mechanických vlastnosti materiálu, geometrie konstrukce, účinků zatížení a také rozměrů únavové trhliny.

Pravděpodobnost poruchy p_f je pak rovna:

$$P_f = P(G_{fail(Z)} < 0) = P(R_{(a_{ac})} - S < 0) . \quad (9)$$

4 STANOVENÍ ČASU PROHLÍDEK S VYUŽITÍM PODMÍNĚNÉ PRAVDĚPODOBNOSTI

Vzhledem k nejistotě, která souvisí s předpokládaným rozměrem iniciační trhliny v pravděpodobnostním výpočtu, příp. zda iniciační trhlina vůbec existuje, a dalším nepřesnostem, které vstupují do pravděpodobnostního výpočtu sledování růstu únavové trhliny, je významná cílená, časově stanovená kontrola velikosti už zaměřitelné trhliny. Rozměr přípustné trhliny ovlivňuje stanovení času prohlídky konstrukce. Analýza výsledků prohlídky konstrukce pak při nezjištění únavových trhlin vede k podmíněné pravděpodobnosti jejich vzniku (např.[22, 25]).

S růstem únavové trhliny lze definovat náhodné jevy, které mohou nastat v libovolném čase „ t “ během životnosti konstrukce:

- **Jev $U(t)$:** V čase „ t “ nebyla zjištěna žádná únavová trhlina, takže velikost únavové trhliny $a(t)$ ještě nedosáhla měřitelnou velikost a_d (detectable), takže platí:

$$a(t) < a_d , \quad (10)$$

- **Jev $D(t)$:** V čase „ t “ byla zjištěna únavová trhlina, jejíž velikost $a(t)$ ale zatím nedosáhla přípustnou velikost a_{ac} , takže platí:

$$a_d \leq a(t) < a_{ac} , \quad (11)$$

- **Jev $F(t)$:** V čase „ t “ byla zjištěna porucha, neboť velikost únavové trhliny $a(t)$ dosáhla přípustnou velikost a_{ac} , takže platí:

$$a(t) \geq a_{ac} . \quad (12)$$

Nezjištění trhliny v čase „ t “ může znamenat i případ, že v sledovaném konstrukčním prvku se nešíří žádná únavová trhlina, resp. se jedná o počáteční stadium nukleace (vznik trhliny v materiálu) únavové trhliny, s čímž lomová mechanika neuvažuje. V případě nezjištění únavové trhliny lze předpokládat, že trhlina se v daném prvku ve skutečnosti vyskytuje, avšak její velikost je natolik malá, že ji není možné za daných podmínek zjistit.

Na základě výše definovaných jevů je možno určit v libovolném čase „ t “ i jejich pravděpodobnosti vzniku. Všechny tři jevy tvoří úplný prostor jevů, které mohou nastat v čase „ t “, a platí tedy:

$$P(U(t)) + P(D(t)) + P(F(t)) = 1 . \quad (13)$$

Pravděpodobnostní výpočet probíhá ve zvolených časových krocích, přičemž jeden časový krok se rovná obvykle jednomu roku životnosti konstrukce. V okamžiku, kdy pravděpodobnost poruchy $P(F(t))$ dosáhne předepsanou návrhovou hodnotu p_d , je navržena prohlídka konstrukce, která je zaměřena na zjištění únavové trhliny v příslušném konstrukčním prvku. Výsledek prohlídky poskytuje informaci o skutečném stavu konstrukce, který může být zakomponován do dalšího pravděpodobnostního výpočtu. Výsledkem prohlídky v čase „t“ tedy může být jeden ze tří uvedených jevů. Na základě výsledné prohlídky v čase „t“ je možno vyjádřit pravděpodobnost vzniku těchto jevů v čase $T > t_1$ s využitím věty o podmíněné pravděpodobnosti.

Pro stanovení doby následující prohlídky je podstatné určit podmíněné pravděpodobnosti $P(F(T)|U(t_1))$, resp. $P(F(T)|D(t_1))$, které lze s využitím věty o úplné pravděpodobnosti (např. [25]) vyjádřit:

$$P(F(T)|U(t_1)) = \frac{P(F(T)) - P(F(t_1)) - P(D(t_1)) \cdot P(F(T)|D(t_1))}{P(U(t_1))}, \quad (14)$$

$$P(F(T)|D(t_1)) = \frac{P(F(T)) - P(F(t_1)) - P(U(t_1)) \cdot P(F(T)|U(t_1))}{P(D(t_1))}. \quad (15)$$

Pokud není brána v úvahu možná redistribuce napětí z místa oslabeného trhlinou, je v praktických případech rychlost nárůstu trhliny v rozsahu měřitelných hodnot obvykle již poměrně vysoká. V případě nalezení únavové trhliny během prohlídky konstrukce se zvolí buď sledování bezpečného růstu trhliny, nebo zásah, který další růst únavové trhliny zpomalí nebo zastaví. Pro potřeby efektivního načasování termínů následujících prohlídek má největší význam vztah (14), který určuje pravděpodobnost poruchy v čase $T > t_1$ za předpokladu, že během poslední prohlídky nebyla na sledovaném místě nalezena únavová trhlina. Z tohoto vztahu je zřejmé, jaký vliv na výsledek pravděpodobnostního výpočtu mají vzájemné poměry mezi třemi uvažovanými velikostmi trhliny - iniciační (počáteční), měřitelnou a přípustnou.

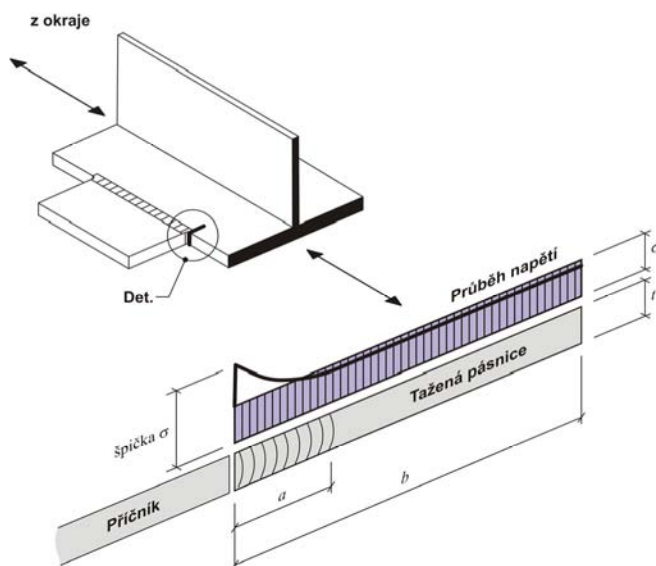
Pravděpodobnosti v rovnici (14) lze vyčíst v libovolném čase $T > t_1$ např. s využitím dostupného softwaru [7, 9] metodou POPV [14, 15, 23, 24] nebo metodou Monte Carlo (srovnání výsledků dosažených oběma metodami s poněkud odlišnými vstupními parametry bylo provedeno např. v [25]). Pokud pravděpodobnost poruchy $P(F(t)|U(t_1))$ dosáhne předepsanou návrhovou hodnotu p_d , je navržena další prohlídka, zaměřená na zjištění únavové trhliny v příslušném konstrukčním prvku. Výsledkem prohlídky může být opět jeden ze tří uvedených jevů s odpovídající pravděpodobností. Celý výpočet lze tímto způsobem opakovat za účelem správného načasování dalších prohlídek konstrukce.

5 PRAVDĚPODOBNOSTNÍ VÝPOČET ŠÍŘENÍ ÚNAVOVÉ TRHLINY

Nejčastější oblastí vzniku únavové trhliny je mostovka železničních nebo silničních mostů. Závažným podnětem pro vznik únavové trhliny je skutečnost, že jeden cyklus zatížení představuje každá kolová síla (např. [20]). Navíc je účinek zatížení výraznější v případě velmi blízkého uložení konstrukčního prvku k působišti zatížení.

Významným faktorem, který se na vzniku únavové trhliny podílí, je způsob provedení svaru, spojený se vznikem vlastních pnutí i iniciační trhliny vlivem nekvalitního opracování. V místech náhlé změny průřezu (obr. 1) se mohou na únavovém poškození podílet i rozdíly v průběhu napětí reálného, které vykazuje špičky v místě svaru, a napětím uvažovaného v návrhu (rovnoměrné napětí v pásnici).

Podle polohy iniciační trhliny je možné šíření trhliny sledovat z okraje [19] nebo povrchu [16, 17, 18]. Tyto případy jsou co do četnosti, významu i koncentrace napětí nejvýznamnější lokalitou nebezpečí vzniku únavového poškození na ocelových konstrukcích a mostech. Oba případy se odlišují vytvářením oslabující plochy při šíření trhliny a kalibrační funkcí $F_{(a)}$, která ve výpočtu ovlivňuje únavovou odolnost konstrukce.



Obr. 1: Detail mostní konstrukce, který je náchylný na únavové poškození
V případě únavové trhliny z okraje je přípustný rozměr trhliny a_{ac} dán vztahem:

$$a_{ac} = b \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{\max}}{f_y} \right). \quad (16)$$

Přímé explicitní vyjádření přípustné velikosti trhliny z povrchu a_{ac} je obtížné [10, 11] a je založeno na numerickém iteračním výpočtu vztahu:

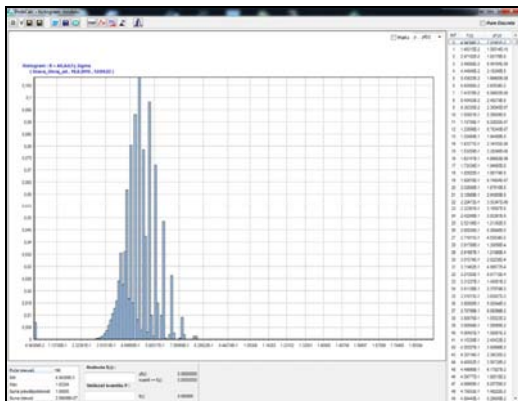
$$\frac{1}{2} \pi \cdot a_{ac} \cdot \left(\frac{0,3027}{t} \cdot a_{ac}^2 + 1,0202 \cdot a_{ac} + 0,00699 \cdot t \right) - b \cdot t \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{\max}}{f_y} \right) = 0 \quad (17)$$

Pro pravděpodobnostní výpočet únavové odolnosti konstrukce s uvažováním vzniku únavových trhlin z okraje i povrchu byla využita metoda POPV. Řešení spočívá nejprve v určení odolností konstrukce $R(a_d)$ a $R(a_{ac})$ s využitím levé strany rovnice (6) s příslušnou hodnotou horní meze integrálu a_2 a vztahů (16) a (17). V případě šíření únavové trhliny z okraje lze výsledný histogram odolností konstrukce $R(a_d)$ a $R(a_{ac})$ zobrazit na obr. 2 a 3.

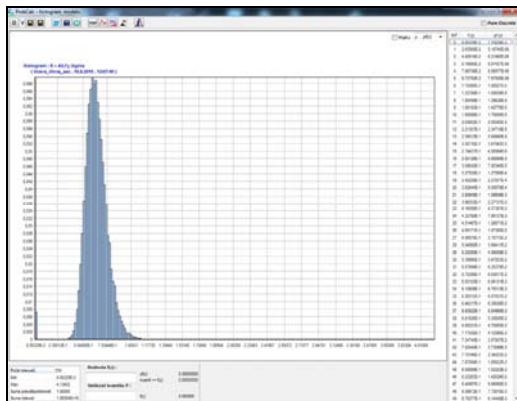
Další z veličin, určující spolehlivost konstrukce, je účinek zatížení S z rovnice (7). Při jeho určení vstupuje do výpočtu deterministicky zadaná hodnota materiálových charakteristik C a m a dvojice veličin s parametricky zadaným rozdělením pravděpodobnosti - rozkmit špiček napětí $\Delta\sigma$ [MPa] a celkový počet rozkmitů špiček napětí N . Tato veličina se určuje pro každý rok provozu konstrukce. Histogram akumulace účinku zatížení S se zadanou hodnotou počtu rozkmitů špiček napětí za 54 let provozu je zobrazen na obr. 4.

Pomocí (9) je pak stanovena pravděpodobnost poruchy P_f pro každý rok provozu konstrukce. Při šíření únavové trhliny z okraje lze výsledný histogram funkce spolehlivosti např. pro 54. rok provozu mostu zobrazit na obr. 5 (pravděpodobnost poruchy $P_f = P(G_{fail} < 0) = 7,76732 \cdot 10^{-2}$).

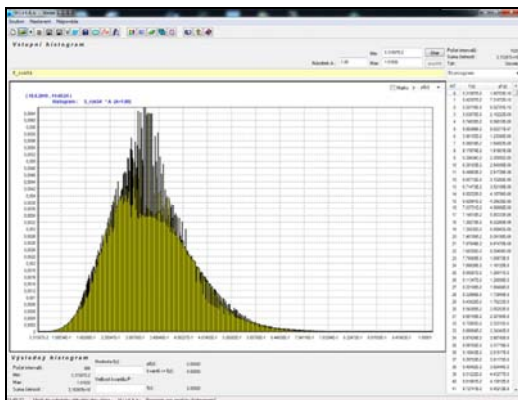
Na základě vypočtené pravděpodobnosti poruchy P_f a zadání požadované spolehlivosti P_d pak lze stanovit i dobu první prohlídky na mostě. Na obr. 6 a 7 jsou zobrazeny grafy závislosti pravděpodobnosti poruchy p_f na letech provozu konstrukce pro oba typy únavového poškození. Požadovaná spolehlivost byla vyjádřena v současnosti v inženýrské praxi používaným indexem spolehlivosti $\beta = 2$, což přibližně odpovídá návrhové pravděpodobnosti poruchovosti $p_d = 0,02277$.



Obr. 2: Histogram odolnosti konstrukce $R(q_d)$



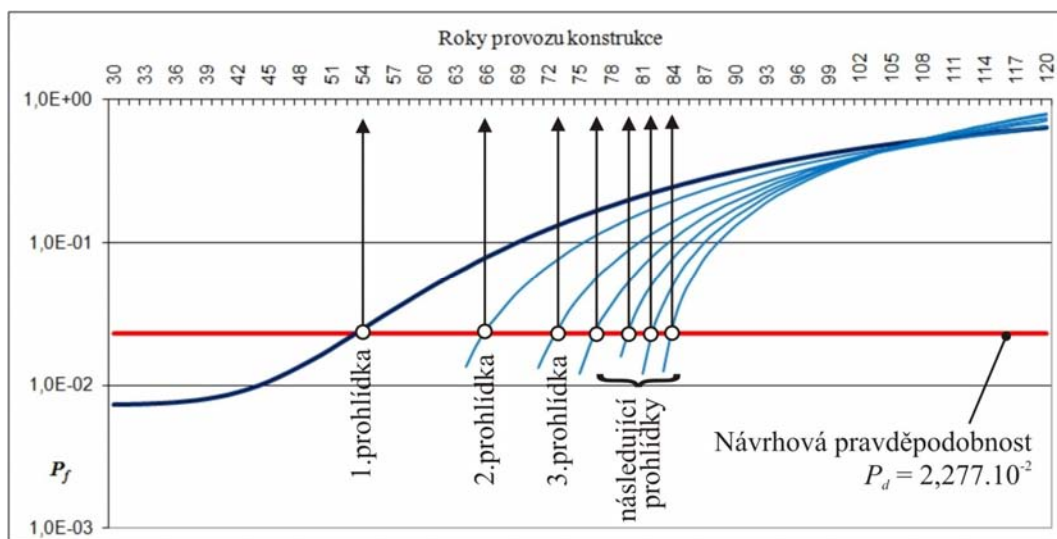
Obr. 3: Histogram odolnosti konstrukce $R(a_{ac})$



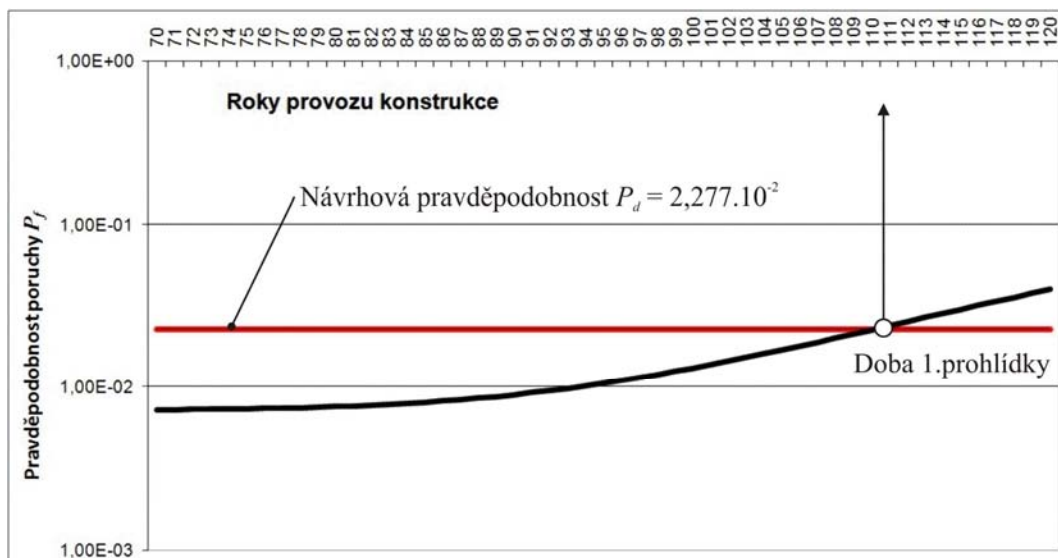
Obr. 4: Histogram akumulace účinku zatížení S pro celkový počet rozkmitů špiček napětí za 54 let



Obr. 5: Histogram funkce spolehlivosti G_{fail} po 54 letech provozu mostu – šíření z okraje



Obr. 6: Závislost pravděpodobnosti poruchy p_f na letech provozu mostu (30 až 120 let) a stanovení doby prohlídky konstrukce se zaměřením na vznik únavové trhliny z okraje



Obr. 7: Závislost pravděpodobnosti poruchy p_f na letech provozu mostu (70 až 120 let) a stanovení doby 1 prohlídky konstrukce se zaměřením na vznik únavové trhliny z povrchu

Pro daný případ řešené ocelové konstrukce pak byla určena doba první prohlídky mostní konstrukce zaměřené na sledování vzniku únavové trhliny z okraje na 54. rok. Při sledování šíření únavové trhliny z okraje pak první prohlídka vychází na 111. rok provozu (vzhledem k pokročilé době první prohlídky již další prohlídky nebyly pomocí podmíněné pravděpodobnosti určovány).

V případě nezaměřitelné trhliny z okraje během první prohlídky mostu je následující prohlídka stanovena na 66. rok provozu konstrukce a při nezjištění trhliny následně s využitím podmíněné pravděpodobnosti na 73. rok provozu mostu. Po tomto roce se již intervaly prohlídek výrazně zkracují (77., 80., 82. a 84. rok provozu mostu) a nevyskytne-li se trhlina v 85. roce provozu konstrukce, dá se předpokládat, že pokud nenastaly změny ve vstupních veličinách (zejména v intenzitě a účinnosti provozního zatížení), střední hodnota počáteční trhliny je menší než předpokládaná nebo se žádná únavová trhlina nevyskytuje.

Při porovnání obou typů únavových trhlin se mj. potvrdila skutečnost, že rychlost šíření únavové trhliny z povrchu je podstatně pomalejší nežli z okraje. Vztáhne-li se tato rychlost k stanoveným dobám prvních prohlídek konstrukce, pak je šíření únavové trhliny z povrchu více než dvakrát pomalejší.

6 ZÁVĚR

Příspěvek uvádí teoreticky i prakticky zpracovanou metodiku řešení šíření únavových trhlin z okraje a povrchu u cyklicky namáhaných ocelových konstrukcí a mostů, se zaměřením na jejich největší přípustný rozměr.

Šíření únavových trhlin, s možností jejich předvídání v čase od začátku působení proměnných účinků zatížení, je případem, kdy se výpočet neobejde bez pravděpodobnostních přístupů (např. [12]), neboť stanovení vstupních veličin je poznamenáno značným množstvím nejistot v účincích zatížení i odolnosti konstrukce (např. stochastická odezva na účinky proměnného provozního zatížení formou rozkmitu napětí v místech náchylných na únavové poškození). Nejobtížněji se přitom celosvětově řeší rozměr předpokládané počáteční trhliny.

Výpočetní model řešených úloh je založen na lineární lomové mechanice. S využitím podmíněné pravděpodobnosti pak vede k návrhu pravidelného systému prohlídek konstrukce.

Pro samotné pravděpodobnostní řešení byla využita nově vyvíjená metoda Prímého Optimalizovaného Pravděpodobnostního Výpočtu - POPV, která je vhodná pro celou řadu pravděpodobnostních výpočtů. Příklady aplikace této pravděpodobnostní metody ukazují, že metoda je vhodná nejenom pro úlohy vedoucí k posouzení spolehlivosti, ale také k jiným pravděpodobnostním výpočtům, jako je i předmětný výpočet šíření únavových trhlin. Metoda POPV se jeví jako velice efektivní prostředek pro získání řešení, zatíženého pouze numerickou chybou a chybou danou diskretizací vstupních a výstupních veličin.

PODĚKOVÁNÍ

Projekt byl realizován za finančního přispění MŠMT ČR, projekt 1M0579, v rámci činnosti Centra integrovaného navrhování progresivních stavebních konstrukcí CIDEAS.

LITERATURA

- [1] ČSN EN 1990 (ČSN 73 0002), *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*. Český normalizační institut, Praha, 2004.
- [2] ČSN EN 1993-1-9 (ČSN 73 1401), *Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-9: Únava*. Český normalizační institut, Praha, 2006.
- [3] ANDERSON, T.L., *Fracture mechanics: fundamentals and applications*. Third edition, CRC Press, Taylor & Francis Group, Boca Raton, Florida, 2005. (621 s) ISBN 0-8493-1656-1.
- [4] BUJŇÁK, J., VIČAN, J., ODROBIŇÁK, P. *Overenie skutočného pôsobenia spriahnutého ocelobetónového mosta*. Sborník referátů 21. české a slovenské mezinárodní konference Ocelové konstrukce a mosty 2006. Bratislava, 2006. s 303-310 (8 s). ISBN 80-227-2471-8.
- [5] FISCHER, J. W. *Fatigue and Fracture in Steel Bridges*. John Willey and Sons, New York, 1984.
- [6] FISCHER, J. W., KULAK, G. L., SMITH, I. F. C., *A Fatigue Primer for Structural Engineers*. National Steel Bridge Alliance, U.S.A., May 1998. (127 s).
- [7] JANAS, P., KREJSA, M., KREJSA, V., *Software ProbCalc [EXE] - Program System for Probabilistic Reliability Assessment using DOPRO method*. Autorizovaný software, Lite verze 1.2, Ev.č. 003/27-01-2009\SW. VŠB-TU Ostrava, 2008.
- [8] JANAS, P., KREJSA, M., KREJSA, V., *Using the Direct Determined Fully Probabilistic Method for determination of failure*. European Safety and Reliability Conference Esrel 2009, Civil-Comp Press, Praha, 2009. Reliability, Risk and Safety: Theory and Applications. Taylor & Francis Group, London, 2010. s 1467-1474 (8 s). ISBN 978-0-415-55509-8.
- [9] JANAS, P., KREJSA, M., KREJSA, V., *ProbCalc software a publikace věnované metodě POPV*. Webové stránky. [on-line]. <<http://www.fast.vsb.cz/popv>>. Vysoká škola báňská - Technická univerzita Ostrava, 2004-2010.
- [10] JANSSEN, M., ZUIDEMA, J., WANHILL, R.J.H., *Fracture Mechanics*. Second edition, Delft University Press, 2002. (365 s) ISBN 90-407-2221-8.
- [11] KOTEŠ, P., *Vplyv vzniku a šírenia únavovej trhliny na spoľahlivosť ocelových prvkov*. 2005.
- [12] KRÁLÍK, J., *Safety and Reliability of Nuclear Power Buildings in Slovakia. Earthquake - Impact - Explosion*. Slovenská technická univerzita, Bratislava, 2009. (307 s) ISBN 978-80-227-3112-6.
- [13] KREJSA, M., *Využití metody Prímého Optimalizovaného Pravděpodobnostního Výpočtu při posuzování spolehlivosti konstrukcí*. Habilitační práce. VŠB-TU Ostrava, Stavební fakulta, 2010-2011. (328 s, autoreferát 56 s) ISBN 978-80-248-2385-0.
- [14] KREJSA, M., TOMICA, V., *Využití metody PDPV k pravděpodobnostnímu výpočtu šíření únavových trhlin*. Sborník příspěvků mezinárodní konference Modelování v mechanice 2008. VŠB-TU Ostrava, Stavební fakulta, 2008. s 1-2 (2 s) rozšířený abstrakt, (9 s) CD-ROM. ISBN 978-80-248-1705-7.

- [15] KREJSA, M., TOMICA, V., *Probabilistic approach to the propagation of fatigue cracks using Direct Determined Fully Probabilistic Method*. Sborník příspěvků 7. mezinárodní konference Nové trendy v statice a dynamice stavebních konstrukcí. Stavební fakulta STU v Bratislave, 2009. s 155-156 (2 s) abstrakt, (6 s) CD-ROM. ISBN 978-80-227-3170-6.
- [16] KREJSA, M., TOMICA, V., *Pravděpodobnostní přístup k šíření povrchových únavových trhlin v návaznosti na vytvoření plochy oslabení*. Sborník příspěvků mezinárodní konference Modelování v mechanice 2010. VŠB-TU Ostrava, Stavební fakulta, květen 2010. s 3-4 (2 s) rozšířený abstrakt, (13 s) CD-ROM. ISBN 978-80-248-2234-1.
- [17] KREJSA, M., TOMICA, V., *Probabilistic Approach to the Propagation of Fatigue Crack Using Direct Optimized Fully Probabilistic Calculation*. International Conference on Civil Engineering Design and Construction (Eurocodes - Science and Practice), sborník referátů. Varna, Bulharsko, 2010. s 346-353 (8 s). Prof. Marin Drinov Academic Publishing House. ISBN 978-954-322-310-7.
- [18] KREJSA, M., TOMICA, V., *Calculation of Fatigue Crack Propagation Using DOProC Method*. Transactions of the VŠB - Technical University of Ostrava, No.1, 2010, Vol.X, Civil Engineering Series, paper #11 (9 s). DOI 10.2478/v10160-010-0011-6. Publisher Versita, Warsaw, ISSN 1213-1962 (Print) 1804-4824 (Online).
- [19] KREJSA, M., TOMICA, V., *Šíření únavových trhlin z okraje a povrchu s ohledem na překročení meze pevnosti*. Sborník příspěvků mezinárodní konference Modelování v mechanice 2011. VŠB-TU Ostrava, Stavební fakulta, 2. až 3. únor 2011. s 39-40 (2 s) rozšířený abstrakt, (34 s) plné znění na CD-ROM. ISBN 978-80-248-2384-3.
- [20] LAJČÁKOVÁ, G., *Dynamic effect of vehicle during its passing over retarder*. Selected Scientific Papers, Journal of Civil Engineering, Vol. 5, Issue 2, 2010. s 45-52 (8 s) ISSN 1336-9024.
- [21] SANFORD, R. J., *Principles of Fracture Mechanics*. Pearson Education, Inc., U.S.A., 2003. (404 s) ISBN 0-13-092992-1.
- [22] TOMICA, V., GOCÁL, J., KOTEŠ, P., *Acceptable Size of Fatigue Crack on Tension Flange of Steel Bridges*. Sborník referátů 21. české a slovenské mezinárodní konference Ocelové konstrukce a mosty 2006. Bratislava, 2006. s 91-96 (6 s). ISBN 80-227-2471-8.
- [23] TOMICA, V., KREJSA, M., *Optimal Safety Level of Acceptable Fatigue Crack*. 5th International Probabilistic Workshop, Ghent, Belgie, 2007. (12 s) ISBN 978-3-00-022030-2.
- [24] TOMICA, V., KREJSA, M., *Únavová odolnost v metodě přípustných poškození*. Sborník referátů 22. české a slovenské mezinárodní konference Ocelové konstrukce a mosty 2009. Brněnské výstaviště, 2009. CERM, s.r.o., 2009. s 327-332 (6 s). ISBN 978-80-7204-635-5.
- [25] TOMICA, V., KREJSA, M., GOCÁL, J., *Přípustná únavová trhlinka - teorie a aplikace*. Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské - Technické univerzity Ostrava, číslo 1, rok 2008, ročník VIII, řada stavební. VŠB-TU Ostrava, Stavební fakulta, 2008. Články č. 9 a 10. s 103-124 (20 s). ISBN 978-80-248-1883-2, ISSN 1213-1962.

Oponentní posudek vypracoval:

Prof. Ing. Jiří Šejnoha, DrSc., Fakulta stavební, ČVUT, Praha.

Prof. Ing. Zdeněk Kala, Ph.D., Ústav stavební mechaniky, Fakulta stavební, VUT v Brně.

Lenka LAUSOVÁ¹

MEZNÍ ÚNOSNOST OCELOVÉHO NOSNÍKU ZA POŽÁRU

LOAD BEARING CAPACITY OF STEEL BEAM DURING FIRE

Abstrakt

Príspevek se zabývá vyhodnocením času dosažení mezní momentové únosnosti staticky neurčitého ocelového nosníku v průběhu požáru. Výsledkem je srovnání výpočetního postupu pro pružný stav se stavem, kdy je počítáno se schopností plastizace materiálu. Řešený nosník je počítán ve dvou variantách a to protipožárně nechráněný a chráněný obkladem ze sádrovláknitých desek. Ve výpočtu je zahrnut vliv nerovnoměrného rozdělení teploty po délce nosníku.

Klíčová slova

Mezní únosnost, plasticita, požár, nosník, plastický kloub.

Abstract

In the paper there is described a determination of minimum flexural capacity of a beam from ductile material under fire load. There is compared the beam without any protection against fire and protected beam in elastic state and in the plastic state. The result is a comparison of time of reaching flexural capacity for all examples.

Keywords

Load bearing capacity, plasticity, fire, beam, plastic hinge.

1 ÚVOD

U ocelových konstrukcí je možno využít schopnosti materiálu plastizovat. Díky momentové redistribuci lze získat alternativní způsob přenosu zatížení až do vyčerpání mezní plastické únosnosti. Jsou-li ocelové konstrukce vystaveny účinkům požáru, dochází k poklesu pevnosti materiálu.

V práci je řešen nosník (I profil) nechráněný a chráněný obkladem ze sádrovláknitých desek. Výsledkem je srovnání časů mezní únosnosti za požáru pro pružný stav a pro nosník po plastizaci. V příspěvku je zahrnut vliv nerovnoměrného rozdělení teploty po délce nosníku. Vliv posouvajících sil na velikost mezního momentu není podstatný a je ve výpočtu zanedbán.

2 MEZNÍ PLASTICKÁ ÚNOSNOST PRUTOVÝCH KONSTRUKCÍ

Plastický kloub vznikne v místě maximálního ohybového momentu na nosníku při rostoucím zatížení nebo klesající pevnosti materiálu.

Výpočet mezní plastické únosnosti podle [1] a [2] je možný třemi postupy: metodou kinematickou, statickou nebo tzv. postupným řešením. U konstrukcí, které jsou vystaveny účinkům požáru, nepůjde o zjištění mezního zatížení, ale při konstantním zatížení a klesající pevnosti materiálu z důvodu rostoucí teploty je zjišťován čas dosažení mezní plastické únosnosti za požáru.

¹ Ing. Lenka Lausová, Katedra stavební mechaniky, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 326, e-mail: lenka.lausova@vsb.cz.

2.1 Výpočet momentové únosnosti za požáru

Momentová únosnost za požáru $M_{fi,\theta,Rd}$ [kNm] pro průřezy třídy 1 a 2 při rovnoměrném rozdělení teploty θ_a po průřezu se vypočte z plastické momentové únosnosti za pokojové teploty $M_{pl,Rd}$ tak, že se redukuje mez kluzu součinitelem $k_{y,\theta}$ a součinitel spolehlivosti za pokojové teploty se přepočítá na spolehlivost za požární situace podle [3]:

$$M_{fi,\theta,Rd} = W_y \cdot k_{y,\theta} \cdot f_{y,k} \cdot \frac{\gamma_{M,0}}{\gamma_{M,fi}} \quad (1)$$

kde:

W_y – modul průřezu [m³];

$k_{y,\theta}$ – redukční součinitel meze kluzu [-];

$\gamma_{M,0}$ – součinitel spolehlivosti za běžné teploty (=1) ;

$\gamma_{M,fi}$ – součinitel spolehlivosti za požáru (=1) ;

$f_{y,k}$ – charakteristická mez kluzu [MPa].

Další upřesnění momentové únosnosti v závislosti na rovnoměrnosti rozdělení teploty po výšce průřezu nebo délce nosníku se vypočte pomocí redukčních součinitelů κ_1 a κ_2 :

$$M_{fi,t,Rd} = \frac{M_{fi,\theta,Rd}}{\kappa_1 \kappa_2} \quad (2)$$

kde:

κ_1, κ_2 – jsou součinitelé nerovnoměrného rozdělení teploty po výšce průřezu a délce nosníku [-].

Pro průřez exponovaný ze čtyř stran je hodnota $\kappa_1 = 1,00$, pro podpory staticky neurčitého nosníku lze uvažovat $\kappa_2 = 0,85$, pro ostatní případy $\kappa_2 = 1,00$.

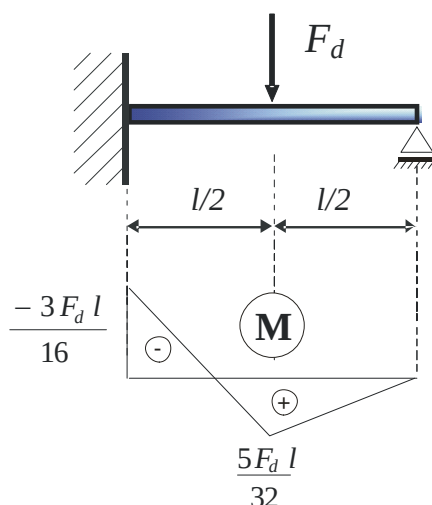
2.2 Pružný stav

Řešený nosník je z jedné strany vetknutý, z druhé strany kloubově podepřený a uprostřed zatížen silou F_d (viz obr. 1). Ohybový moment za požáru je podle [4] a [5]:

$$M_{fi,Ed} = \eta_{fi} M_{Ed} \quad (3)$$

kde:

η_{fi} – je redukční součinitel pro požární návrhovou situaci [-].



Obr. 1: Pružný stav

Maximální moment ve vetknutí lze vyjádřit $M_{fi,Ed} = \eta_{fi} \cdot (-3F_d \cdot l/16)$, kde η_{fi} je možno konzervativně uvažovat pro ocelové konstrukce hodnotou 0,65.

Redukční součinitel meze kluzu za požáru $k_{y,\theta}$ [-] na mezi únosnosti se vypočte podle (2) a (3):

$$\frac{W_y k_{y,\theta} f_{y,d}}{\kappa_1 \kappa_2} = \frac{3}{16} F_d l \eta_{fi} \Rightarrow k_{y,\theta} = \frac{3 F_d l \kappa_1 \kappa_2 \eta_{fi}}{16 W_y f_{y,d}} \quad (4)$$

2.3 Plastický stav

V práci bude použita kinematická metoda a jednoduché rovnice pro rovnost práce vnějších a vnitřních sil. V plastickém deformovaném stavu je nosník považován za dvě tuhé desky s rotací φ , které způsobí průhyb uprostřed rozpětí $\delta = \varphi \cdot l/2$ (viz obr. 2). Do konstrukce vložíme dva plastické klouby tak, že vznikne mechanismus o jednom stupni volnosti. Z podmínky rovnosti práce vnějších a vnitřních sil (vnější práce daná svislým posunem působícího zatížení je rovna vnitřní práci, která je dána plastickou rotací v plastických kloubech) platí:

$$\sum F_i \delta_i = \sum M_{mez,j} \varphi_j \quad (5)$$

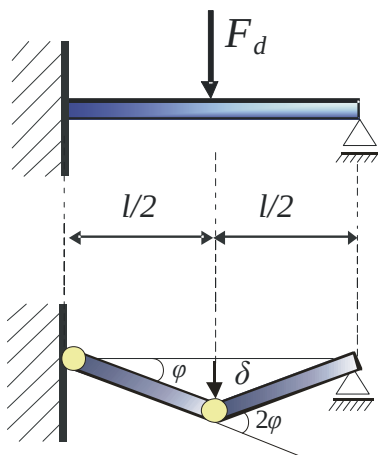
kde:

F_i – vnější síly,

δ_i – posuvy působišť těchto sil,

$M_{mez,j}$ – mezní plastické momenty v místě plastických kloubů,

φ_j – vzájemná pootočení částí přilehlých k plastickému kloubu.



Obr. 2: Nosníkový mechanismus

Po dosazení do (5) získáme rovnici:

$$F \cdot \delta = 2\varphi \cdot M_{mez,fi}^+ + \varphi \cdot M_{mez,fi}^- \quad (6)$$

Pro kladný moment v poli podle (1) a (2) platí hodnota součinitelů $\kappa_1=1$ a $\kappa_2=1$:

$$M_{mez,fi}^+ = \frac{W_{y,plast} k_{y,\theta} f_y}{\kappa_1 \kappa_2 \eta_{fi}} \quad (7)$$

Pro záporný moment ve vetknutí platí hodnota součinitelů $\kappa_1=1$ a $\kappa_2=0,85$:

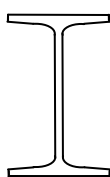
$$M_{mez,fi}^- = \frac{W_{y,plast} k_{y,\theta} f_y}{\kappa_1 \kappa_2 \eta_{fi}} \quad (8)$$

Dosazením do rovnice (6) vztahy (7) a (8) a za $\delta = \varphi \cdot l/2$ získáme vztah pro výpočet redukčního součinitele meze kluzu $k_{y,\theta}$ pro plastický stav:

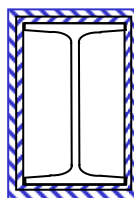
$$k_{y,\theta} = \frac{0,85F_d l \eta_{fi}}{5,4W_{y,plast} f_y} \quad (9)$$

3 ŘEŠENÝ NOSNÍK

Průřez posuzovaného nosníku je z válcovaného I profilu, délka nosníku $l = 4\text{m}$, návrhová síla $F_d = 60\text{kN}$ a pro tento nosník bude vyjádřena mezní plastická únosnost pro průřez nechráněný a chráněný sádrovláknitou deskou.



a) nechráněný průřez



b) protipožárně chráněný průřez

Obr. 3: Průřezy řešených nosníků

3.1 Nechráněný průřez

Nosník je navržen z profilu I200, materiál S235, povrch průřezu $A_m = 0,71\text{m}^2\text{m}^{-1}$, plocha průřezu $A = 3,34 \cdot 10^{-3}\text{m}^2$, $W_y = 214 \cdot 10^{-6}\text{m}^3$, $W_{y,plast} = 248 \cdot 10^{-6}\text{m}^3$.

Nechráněný průřez I200 má součinitel průřezu za požáru:

$$\left[\frac{A_m}{V}\right]_b = \frac{2 \cdot 0,090 + 2 \cdot 0,200}{3,34 \cdot 10^{-3}} = \frac{0,58}{3,34 \cdot 10^{-3}} = 174\text{m}^{-1} \quad (10)$$

Přírůstkovou metodou je určen přírůstek teploty v nechráněném průřezu $\Delta\theta_{a,t}$ [°C] z teploty plynu prostřednictvím tepelného toku $\dot{h}_{net,d}$, požár je řízen nominální normovou teplotní křivkou:

$$\Delta\theta_{a,t} = k_{sh} \frac{\left[\frac{A_m}{V}\right]_b}{c_a \rho_a} \dot{h}_{net,d} \Delta t \quad (11)$$

kde:

ρ_a – měrná hmotnost oceli ($= 7850\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$);

c_a – měrné teplo oceli v závislosti na teplotě viz [3] [$\text{Jkg}^{-1}\text{K}^{-1}$];

$\dot{h}_{net,d}$ – hustota tepelného toku viz [3] [Wm^{-2}];

k_{sh} – součinitel vlivu zastínění.

V tomto případě je uvažován průřez exponovaný ze všech stran a u I profilu je počítáno s vlivem zastínění ($k_{sh} = 0,9$).

• Redukční součinitel meze kluzu – pružný stav:

Dosažením konkrétních hodnot do (4) je určena hodnota redukčního součinitele meze kluzu $k_{y,\theta}$ pro pružný stav:

$$k_{y,\theta} = \frac{3F_d l \kappa_1 \kappa_2 \eta_{fi}}{16W_y f_y} = 0,76 \quad (12)$$

Z výpočtu změny teploty v průřezu v čase požáru pomocí přírůstkové metody podle (11) je zjištěn čas a teplota odpovídající $k_{y,\theta}$. Součiniteli meze kluzu $k_{y,\theta} = 0,76$ odpovídá teplota

v nechráněném průřezu $\theta_a = 508^\circ\text{C}$ a čas jejího dosažení je $t = 9,5$ minut. Zjednodušeně lze získat odpovídající hodnotu teploty z tab. 3.1 viz [3].

- **Redukční součinitel meze kluzu – plastický stav:**

Dosažením do (9) je dána hodnota redukčního součinitele meze kluzu $k_{y,\theta}$ pro plastický stav:

$$k_{y,\theta} = \frac{0,85 F_d l \eta_{fi}}{5,4 W_{y,plast} f_y} = 0,42 \quad (13)$$

Součiniteli meze kluzu $k_{y,\theta} = 0,42$ pro daný součinitel průřezu odpovídá teplota v nechráněném průřezu $\theta_a = 618^\circ\text{C}$ a čas jejího dosažení je $t = 13$ minut.

3.2 Průřez chráněný obkladem ze sádrovláknité desky

Obkladem chráněný nosník je také I200, z materiálu S235, $A = 3,34 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$, $W_y = 214 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$, $W_{y,plast} = 248 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$. Vlastnosti obkladového materiálu (sádrovláknité desky Rigidur) – hodnota měrného tepla $c_p = 1100 \text{ J kg}^{-1} \text{ K}^{-1}$, tepelná vodivost $\lambda_p = 0,35 \text{ WK}^{-1} \text{ m}^{-1}$, měrná hmotnost $\rho_p = 1200 \text{ kg m}^{-3}$ a tloušťka $d_p = 20$ mm (dvě vrstvy po 10mm). Posuzovaný průřez viz obr. 3b).

Pro obkladem chráněný průřez I200 je součinitel průřezu za požáru:

$$\frac{A_p}{V} = \frac{2(b+h)}{V} = \frac{2(0,09+0,20)}{3,34 \cdot 10^{-3}} = 174 \text{ m}^{-1} \quad (14)$$

Přírůstek teploty u chráněného průřezu dle [3]:

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{\lambda_p}{d_p c_a \rho_a} \frac{A_p}{V} \frac{\theta_{g,t} - \theta_{a,t}}{1 + \frac{\phi}{3}} \Delta t - (e^{\frac{\phi}{10}} - 1) \Delta\theta_{g,t} \quad (15)$$

$$\phi = \frac{c_p \rho_p}{c_a \rho_a} d_p \frac{A_p}{V} \quad (16)$$

- **Redukční součinitel meze kluzu – pružný stav:**

Podle (12) vychází redukční součinitel meze kluzu $k_{y,fi} = 0,76$ a tomu odpovídá teplota v chráněném průřezu $\theta_a = 508^\circ\text{C}$ a čas jejího dosažení je $t = 38$ minut.

- **Redukční součinitel meze kluzu – plastický stav:**

Podle (13) vychází redukční součinitel meze kluzu $k_{y,\theta} = 0,42$ a tomuto součiniteli odpovídá teplota v průřezu $\theta_a = 618^\circ\text{C}$ a čas jejího dosažení je $t = 51$ minut.

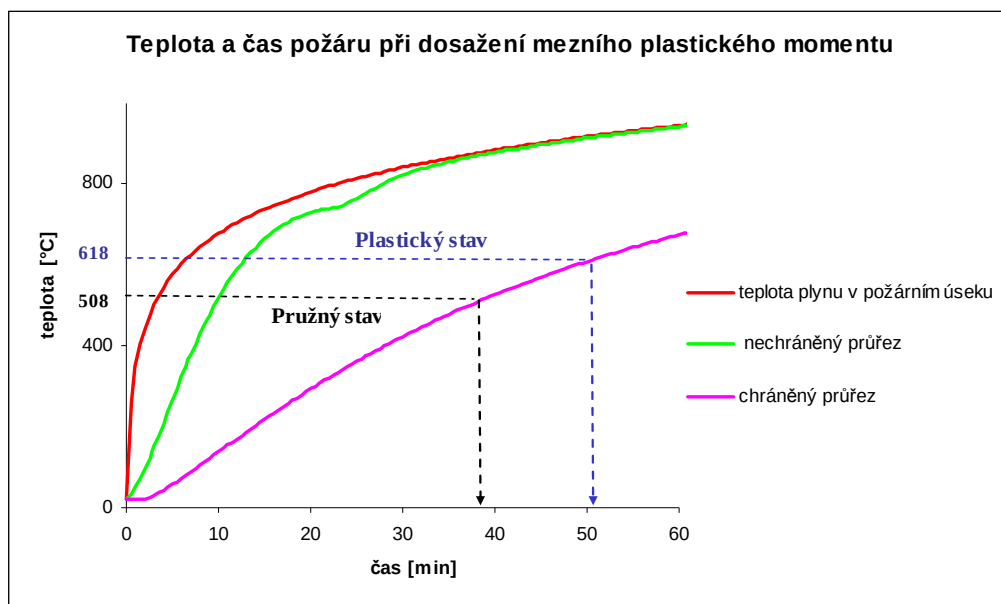
V tabulce 1 jsou uvedeny hodnoty času probíhajícího požáru, kdy bude dosaženo mezní momentové únosnosti v pružném stavu a také mezní plastické únosnosti a to pro průřez nosníku nechráněný i protipožárně chráněný.

Tab. 1: Čas dosažení mezní únosnosti nosníku

mezní únosnost	redukční součinitel meze kluzu	v čase požáru t [min]	
	$k_y, [-]$	nechráněný průřez	chráněný průřez
pružný stav	0,76	9,5	38
plastický stav	0,42	13	51

Podle tabulky 1 u nechráněného průřezu činí rozdíl v dosažení mezního momentu pro pružný a plastický stav necelé 4 minuty, u chráněného průřezu je rozdíl 13 minut.

V grafu viz obr. 4 jsou zvýrazněny hodnoty času a teploty při dosažení mezní únosnosti pro průřez chráněný i nechráněný a také pro pružný i plastický stav nosníku. Je zřejmá časová rezerva při použití plasticitního výpočtu, která u chráněných průřezů je výraznější.



Obr. 4: Teplota a čas požáru při dosažení mezní únosnosti nosníku

4 ZÁVĚR

V příspěvku je vyhodnocen čas v průběhu požáru, kdy je dosaženo mezní momentové únosnosti v pružném stavu a také mezní plastické únosnosti u staticky neurčitého ocelového nosníku. Výsledkem jsou hodnoty časové rezervy dosažení mezní únosnosti při použití plasticitního výpočtu. U protipožárně chráněných nosníků se tyto rezervy zvyšují. Ve výpočtu je zahrnut vliv nerovnoměrného rozdělení teploty po délce nosníku.

LITERATURA

- [1] TEPLÝ, B; ŠMÍŘÁK, S. *Pružnost a plasticita II*. Brno: Vysoké učení technické v Brně, 2000. ISBN 80-214-0498-1.
- [2] BUCHANAN, A. H. *Structural design for fire safety*. John Wiley&Sons Ltd, England, 2002
- [3] ČSN EN 1993-1-2. Navrhování ocelových konstrukcí. Obecná pravidla. Navrhování konstrukcí na účinky požáru.
- [4] ČSN EN 1991-1-2. Zatížení konstrukcí. Obecná zatížení. Zatížení konstrukcí vystavených účinkům požáru. ČSN, Praha 2004.
- [5] WALD, F. a kolektiv. *Prokazování požární odolnosti statickým výpočtem*. České vysoké učení technické v Praze, 2010, ISBN 80-01-03157-8.

Oponentní posudek zpracoval:

Ing. Karel Baják, MTO - Ocelové konstrukce, s.r.o.

Ing. Petr Kučera, Ph.D., VŠB-TU Ostrava, FBI.

Lenka RANDÝSKOVÁ¹, Petr JANAS²

NELINEÁRNÍ ŘEŠENÍ OCELOVÉ OBLOUKOVÉ VÝZTUŽE PŘI EXISTENCI PASIVNÍCH SIL

NON-LINEAR SOLUTION OF STEEL ARC REINFORCEMENT WITH INFLUENCE OF PASSIVE FORCES

Abstrakt

Článek se zabývá geometricky a fyzikálně nelineárním řešením ocelové obloukové výztuže. Při řešení se počítá s interakcí výztuže a okolní horniny. Je použit Winklerův jedno-parametrický model. Základem celého řešení je obecná deformační metoda a iterační postup výpočtu. Odvozený postup byl podkladem pro sestavení softwaru v prostředí Microsoft Excel a Visual Basic, který byl následně použit k řešení příkladu.

Klíčová slova

Nelineární řešení, oblouková výztuž, Winklerův model, obecná deformační metoda.

Abstract

Geometrically and physically non-linear solution of steel arc reinforcement with influence of passive forces is presented in this paper. The Winkler model is used to the solution. It is an elastic one-parametrical model, which is characterized by the only one constant C . A displacement method is utilized along with an iterative procedure. The software was created, which is based on derived procedure. An example was solved consequently.

Keywords

Non-linear solution, arc reinforcement, Winkler model, displacement method.

1 ÚVOD

Ocelová výztuž tvořená kruhovými oblouky je významným vyztužujícím prvkem v hornictví a často i v podzemním stavitelství. Na rozdíl od pozemního stavitelství jsou zde deformační projevy mnohdy značné, takže při statickém posouzení této výztuže by se měla respektovat geometrická i fyzikální nelinearita.

Zatížení ocelové výztuže dlouhých důlních děl může být v zásadě aktivní nebo pasivní. Aktivní zatížení je vyvoláno zejména tíhou rozvolněné horniny, které působí na výztuž ve svislém i v horizontálním směru. Může být vyvoláno též tíhou technologického zařízení či rázovým zatížením při vzniku důlního otřesu. Dále v dlouhých důlních dílech může být vyvoláno aktivní deformační zatížení deformujícím se horninovým masivem.

Aktivním zatížením se ocelová oblouková výztuž deformuje a v případě, že má kontakt s horninou a deformace výztuže má směr "do horniny", dochází k silovému působení horniny na výztuž, jež je vyvoláno deformující se výztuží. Takto indukovaným silám říkáme pasivní síly

¹ Ing. Lenka Randýsková, Katedra stavební mechaniky, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Poděštil 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420)597321919, e-mail: lenka.randyskova@vsb.cz.

² Doc. Ing. Petr Janas, CSc., Katedra stavební mechaniky, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Poděštil 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420)597321308, e-mail: petr.janas@vsb.cz.

a zatížení pak pasivní zatížení. Pasivní zatížení je tedy deformační zatížení vyvolané aktivním zatížením ocelové obloukové výztuže.

Pasivní síly mají velmi příznivý vliv na únosnost i na deformaci ocelové výztuže. Stabilizují ji tím, že vyvolávají ve výztuži podstatně příznivější hodnoty složek vnitřních sil než samotné aktivní zatížení [1].

2 ŘEŠENÍ

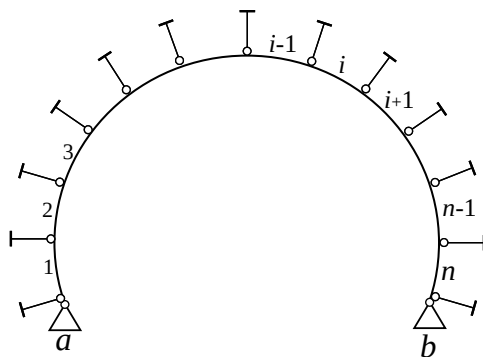
Předpokládejme, že výztuž je aktivně zatížena. Důsledkem tohoto zatížení se výztuž bude deformovat a v případě kontaktu s horninou a směru deformace výztuže "do horniny" budou vznikat pasivní síly. Obě zde uvedené podmínky, tj. kontakt s horninou a směr deformace, jsou nutné, mají-li pasivní síly vzniknout.

Předpokládejme nejprve, že pasivní síly budou vznikat po celém obvodu výztuže. Celou délku oblouku rozdělíme na n dílků o délce ds_i . Předpokládejme dále, že v každém vzniklém styčnicku působí pasivní síla kolmo na střednici oblouku. Každá pasivní síla představuje další jednoduchou vazbu, jakýsi pružný poddajný kyvný prut. (Pozn. Při řešení je použit nejstarší a nejjednodušší model interakce s okolním prostředím – Winklerův model. Tento základní model patří mezi tzv. jedno-parametrické modely s lineární odezvou na zatížení, protože pro jeho popis stačí pouze jedna konstanta, koeficient stlačitelnosti podloží C .)

Celkem tedy obdržíme n přímkových dílků, které tvoří oblouk a $n+1$ kyvných prutů, které ekvivalentně nahrazují vznikající pasivní síly (obr. 1). Tímto rozdělením vznikne celkem n_p neznámých parametrů vektoru deformace $\{r\}$. Tyto neznámé deformace lze získat pomocí obecné deformační metody [2] řešením soustavy rovnic

$$[K] \cdot \{r\} = \{F\}, \quad (1)$$

kde $[K]$ je celková matice tuhosti a $\{F\}$ zatěžovací vektor soustavy.



Obr. 1: Schéma oblouku při existenci pasivních sil

V průběhu zatěžování se materiál nechová po překročení meze únosnosti lineárně, chová se fyzikálně nelineárně. Může se měnit i tvar profilu uvedeného na obr. 6. Důsledkem je změna ohybové tuhosti profilu, která je funkcí vnitřních sil (ohybového momentu M a normálových sil N). Hodnotu ohybové tuhosti při daných složkách vnitřních sil považujeme za lineární (ekvivalentní ohybová tuhost). Pro možnost jejího jednoznačného vyjádření je vhodné ji definovat jako funkci relativního pootočení a normálové síly [5], viz obr. 2.

2.1 Matice tuhosti soustavy K

Celkovou matici tuhosti $[K]$ získáme lokalizací globálních matic tuhostí jednotlivých dílků oblouku a matic tuhostí kyvných prutů simulujících pasivní síly. Matice $[K]$ je při nelineárním řešení funkcí zatěžovacího vektoru $\{F\}$.

Globální matice tuhosti $\{k_i\}$ jednotlivých přímkových dílků, které tvoří obloukovou výztuž, získáme pomocí vztahů (2), (3) a (4). [3]

$$[k_i^*] = \begin{bmatrix} \frac{EA}{ds_i} & 0 & 0 & -\frac{EA}{ds_i} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI_i}{ds_i^3} & -\frac{6EI_i}{ds_i^2} & 0 & -\frac{12EI_i}{ds_i^3} & \frac{6EI_i}{ds_i^2} \\ 0 & -\frac{6EI_i}{ds_i^2} & \frac{4EI_i}{ds_i} & 0 & \frac{6EI_i}{ds_i^2} & \frac{2EI_i}{ds_i} \\ -\frac{EA}{ds_i} & 0 & 0 & \frac{EA}{ds_i} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI_i}{ds_i^3} & \frac{6EI_i}{ds_i^2} & 0 & \frac{12EI_i}{ds_i^3} & -\frac{6EI_i}{ds_i^2} \\ 0 & \frac{6EI_i}{ds_i^2} & -\frac{2EI_i}{ds_i} & 0 & -\frac{6EI_i}{ds_i^2} & \frac{4EI_i}{ds_i} \end{bmatrix} \quad (2)$$

$$[T_i] = \begin{bmatrix} \cos\psi_i & \sin\psi_i & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\sin\psi_i & \cos\psi_i & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cos\psi_i & \sin\psi_i & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\sin\psi_i & \cos\psi_i & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (3)$$

$$[k_i] = [T_i]^T \cdot [k_i^*] \cdot [T_i] \quad (4)$$

V těchto vztazích je ds_i délka jednotlivých dílků oblouku, ψ_i je úhel natočení i -tého dílku. EI_i je hodnota ekvivalentní ohybové tuhosti dílku, které se v průběhu výpočtu získává lineární interpolací v závislosti na relativním natočení $d\varphi_i$ dílku a hodnotě normálové síly N_i z křivek na obr. 2 [4].

$$d\varphi_i = \left| \frac{1}{ds_i} (\varphi_i - \varphi_{i-1}) \right| \quad (5)$$

$$\{R_i^*\} = [T_i] \cdot [k_i] \cdot \{r_i\} \quad (6)$$

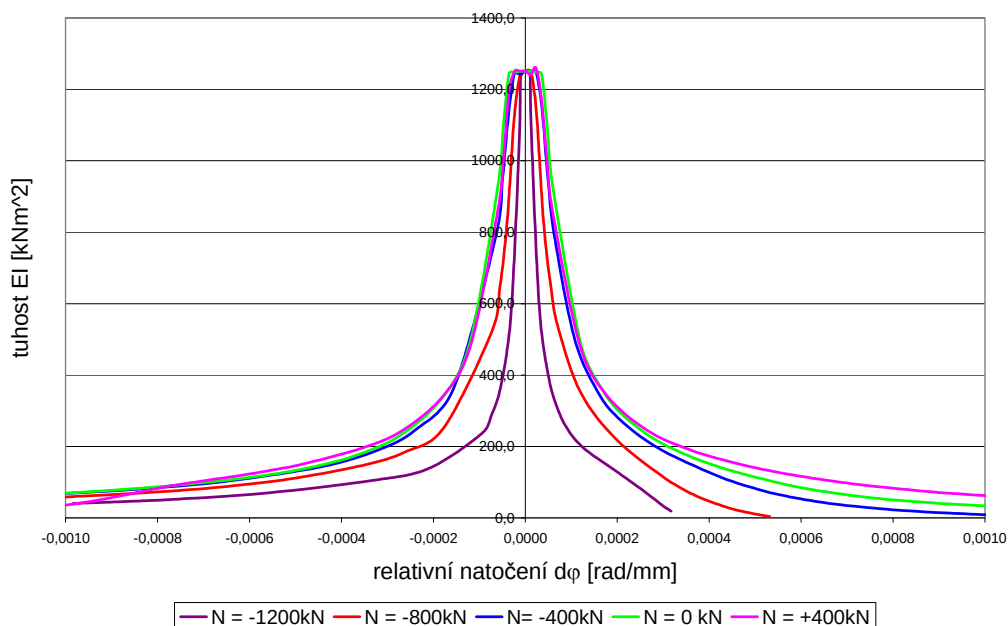
$$N_i = -R_{i,1}^* = R_{i,4}^* \quad (7)$$

$\{r_i\}$ – globální vektor deformací pro i -tý dílek

$\{R_i^*\}$ – lokální vektor koncových sil pro i -tý dílek

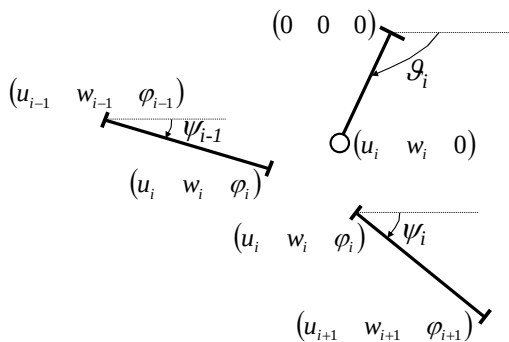
$$\begin{aligned} d\varphi_i \geq d\varphi_{m,j-1} \cap d\varphi_i < d\varphi_{m,j} &\Rightarrow \\ \Rightarrow \tilde{EI}_{m,i} = EI_{m,j-1} - \frac{(d\varphi_i - d\varphi_{m,j-1})}{(d\varphi_{m,j} - d\varphi_{m,j-1})} (EI_{m,j-1} - EI_{m,j}) \end{aligned} \quad (8)$$

$$\begin{aligned} N_i \geq N_m \cap N_i < N_{m+1} &\Rightarrow \\ \Rightarrow EI_i = \tilde{EI}_{m,i} - \frac{(N_i - N_m)}{(N_{m+1} - N_m)} (\tilde{EI}_{m,i} - \tilde{EI}_{m+1,i}) \end{aligned} \quad (9)$$



Obr. 2: Křivky ekvivalentních ohybových tuhostí EI pro profil P-28

Globální matice tuhosti $\{k_i\}$ kyvných prutů, které ekvivalentně nahrazují pasivní síly, získáme pomocí následujících vztahů. U těchto kyvných prutů volíme délku $l = 1$. Plocha je dána násobkem šířky profilu b (pro použitý profil P-28 je $b = 150$ mm) a součtu polovin délek ds dvou přiléhajících dílků oblouku. Modul pružnosti E je určen hodnotou koeficientu stlačitelnosti C .



Obr. 3: Detail prutů v i -tém styčnicku včetně naznačení příslušných deformací

$$[k_i^*] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & K_{podl,i} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (10)$$

$$K_{podl,i} = \frac{EA}{l} = \frac{C \cdot b \cdot \left(\frac{\Delta s_{i-1} + \Delta s_i}{2} \right)}{1} = C \cdot b \cdot \left(\frac{\Delta s_{i-1} + \Delta s_i}{2} \right) \quad (11)$$

$$\vartheta_i = \frac{\psi_{i-1} + \psi_i}{2} + \frac{\pi}{2} \quad (12)$$

$$[T_i] = \begin{bmatrix} \cos \mathcal{G}_i & \sin \mathcal{G}_i & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\sin \mathcal{G}_i & \cos \mathcal{G}_i & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cos \mathcal{G}_i & \sin \mathcal{G}_i & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\sin \mathcal{G}_i & \cos \mathcal{G}_i & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (13)$$

$$[k_i] = [T_i]^T \cdot [k_i^*] \cdot [T_i] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & K_{podl,i} \cdot \cos^2 \mathcal{G}_i & K_{podl,i} \cdot \sin \mathcal{G}_i \cdot \cos \mathcal{G}_i & 0 \\ 0 & 0 & 0 & K_{podl,i} \cdot \sin \mathcal{G}_i \cdot \cos \mathcal{G}_i & K_{podl,i} \cdot \sin^2 \mathcal{G}_i & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (14)$$

2.2 Postup výpočtu

Vektor $\{r\}$ nelze při velkých deformacích, kdy při jejich nárůstu dochází k poklesu velikosti zatížení, získat explicitně řešením (1). Lze ale postupovat tak, že volíme deformaci vhodného bodu konstrukce a hledáme odpovídající hodnotu zatížení a zbývající hodnoty deformací. Získáváme tedy smíšenou úlohu popsanou následujícími rovnicemi.

$$[K] \cdot \{r\} = q \cdot \{\overline{F}\} \quad (15)$$

$$\begin{bmatrix} k_{11} & \dots & k_{1s} & \dots & k_{1n_p} \\ \vdots & \ddots & & \ddots & \vdots \\ k_{s1} & & k_{ss} & & k_{sn_p} \\ \vdots & \ddots & & \ddots & \vdots \\ k_{n_p 1} & \dots & k_{n_p s} & \dots & k_{n_p n_p} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} d_1 \\ \vdots \\ w_s \\ \vdots \\ d_{n_p} \end{Bmatrix} = q \cdot \begin{Bmatrix} \overline{F}_1 \\ \vdots \\ \overline{F}_s \\ \vdots \\ \overline{F}_{n_p} \end{Bmatrix} \quad (16)$$

$$\begin{bmatrix} k_{11} & \dots & \overline{F}_1 & \dots & k_{1n_p} \\ \vdots & \ddots & & \ddots & \vdots \\ k_{s1} & & \overline{F}_s & & k_{sn_p} \\ \vdots & \ddots & & \ddots & \vdots \\ k_{n_p 1} & \dots & \overline{F}_{n_p} & \dots & k_{n_p n_p} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} d_1 \\ \vdots \\ -q \\ \vdots \\ d_{n_p} \end{Bmatrix} = -w_s \cdot \begin{Bmatrix} k_{1s} \\ \vdots \\ k_{ss} \\ \vdots \\ k_{n_p s} \end{Bmatrix} \quad (17)$$

$$[K_F] \cdot \{r_q\} = -w_s \cdot \{K_s\} \quad (18)$$

$$\{r_q\} = [K_F]^{-1} \cdot (-w_s) \cdot \{K_s\} \quad (19)$$

$\{\overline{F}\}$ - zatěžovací vektor vyvolaný jednotkovým zatížením $q = 1$

$\{K_s\}$ - vektor obsahující prvky s -tého sloupce původní matice $[K]$

$[K_F]$ - modifikovaná matice tuhosti, s -tý sloupec je nahrazen vektorem $\{\overline{F}\}$

$\{r_q\}$ - modifikovaný vektor deformací, hodnota w_s nahrazena zápornou hodnotou q

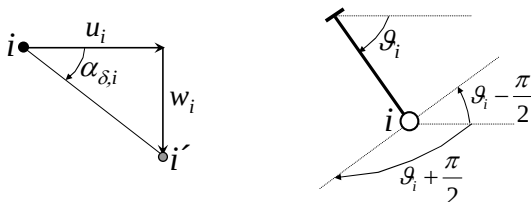
Výpočet pro danou deformaci probíhá iteračně, dokud neobdržíme požadovanou přesnost ε , která je dána hodnotami zatížení ve dvou následujících k -tých iteracích.

$$\varepsilon = \left| \frac{(q_k - q_{k-1})}{q_k} \right| \quad (20)$$

V každém iteračním kroku neustále přepočítáváme prvky matice tuhosti $[K]$. Nové hodnoty jsou závislé nejen na změně geometrie konstrukce, ale i na změně ohybové tuhosti jednotlivých dílků EI . Zároveň v každém iteračním kroku kontrolujeme, zda v kyvných prutech, které nahrazují pasivní síly, nevzniká tah. Tažené kyvné pruty jsou při tvorbě matice tuhosti $[K]$ vynechány, neboť na kontaktech s výztuží nemohou zpravidla tahové síly vznikat. Zda tah vzniká, lze zjistit porovnáním

směrového úhlu kyvného prutu ϑ_i a směru deformace $\alpha_{\delta,i}$ v daném i -tém styčnicku. Směr deformace výztuže při splnění podmínky (21) není "do horniny", výztuž nemá v takovém případě kontakt s horninou a nevznikají v daném místě i pasivní síly.

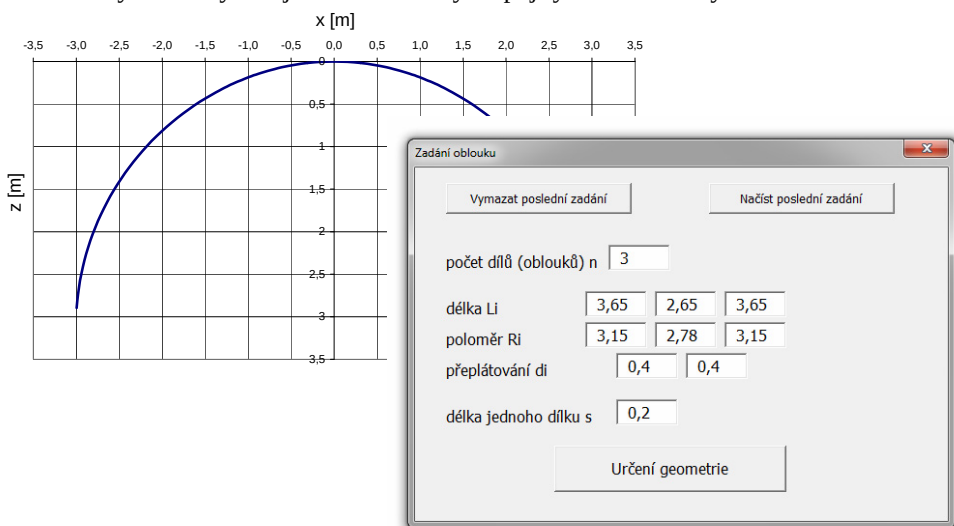
$$\vartheta_i - \frac{\pi}{2} < \alpha_{\delta,i} < \vartheta_i + \frac{\pi}{2} \quad (21)$$



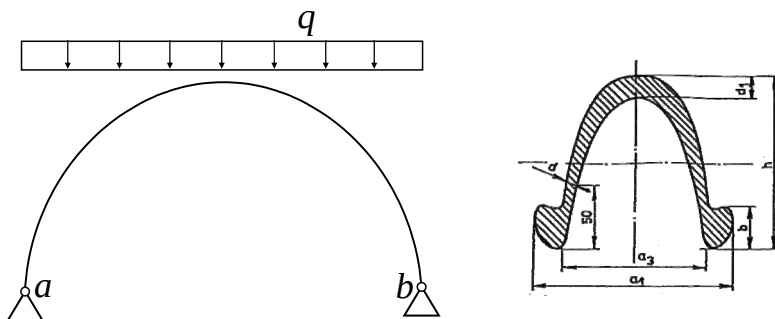
Obr. 4: Grafické vysvětlivky ke vzorci (21)

3 PŘÍKLAD

Popsaným postupem byla při aplikaci vytvořeného softwaru řešena výztuž 00-0-16/P28. Tato výztuž je tvořena třemi ocelovými oblouky, které jsou vzájemně přeplátovány. Rozměry jednotlivých oblouků a délky přeplátování jsou uvedeny v zadávacím formuláři na obr. 5. Tvorba geometrie byla převzata z [1], kapitola 2.1. Je zadána hodnota stlačitelnost okolního prostředí $C = 36 \text{ MPa/m}^3$ po celém obvodu výztuže. Výztuž je zatížena svislým spojitým rovnoměrným zatížením.

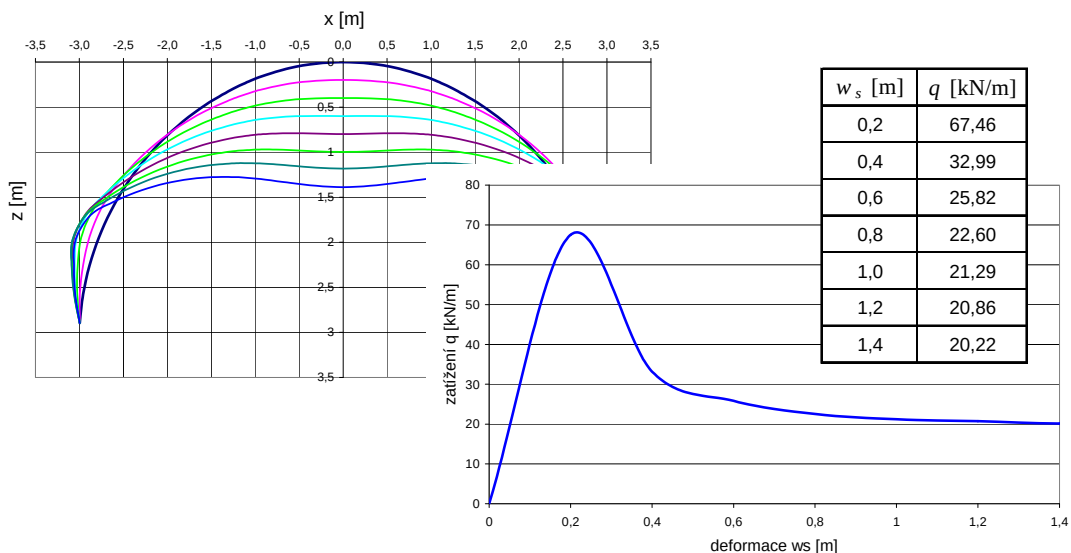


Obr. 5: Geometrie výztuže 00-0-16/P-28



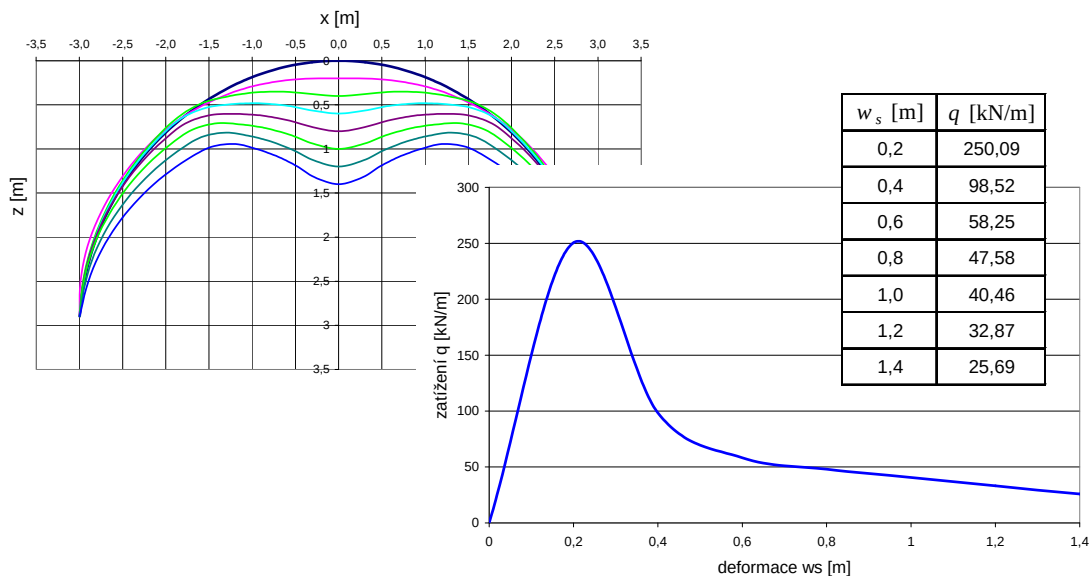
Obr. 6: Schéma zatížení výztuže a použitého profilu P-28

Nejprve byl výpočet proveden bez existence pasivních sil. Na obr. 7 je znázorněna postupná deformace výztuže a dále pak křivka závislosti zatížení q na vhodně zvolené deformaci (svislý posun vrcholu oblouku w_s). Hodnota zatížení q zde nepřekračuje 70 kN/m.



Obr. 7: Postupné zatěžování výztuže bez existence pasivních sil

V dalším kroku již byl výpočet proveden při existenci pasivních sil. Na obr. 8 lze sledovat chování výztuže při její deformaci. Při větších deformacích již nedochází ke spolupůsobení horniny s výztuží a výztuž se deformuje směrem „od horniny“. V této oblasti se s kyvnými pruty, které zastupují pasivní síly, již nepočítá v matici tuhosti [K].



Obr. 8: Postupné zatěžování výztuže při existenci pasivních sil

K tomu, aby při existenci pasivních sil docházelo k velkým deformacím, je zapotřebí větších zatížení než bez jejich existence. Závislost velikosti zatížení q na svislém posunu vrcholu oblouku w_s je také znázorněna na obr. 8.

4 ZÁVĚR

Zpracovaný SW umožňuje přibližně určovat tzv. pracovní-deformační charakteristiku ocelové obloukové výztuže, tj. závislost mezi její deformací a zatížením při různém rozložení zatěžovacích sil. Počítá se přitom s geometrickou a fyzikální nelinearitou a s možnou interakcí horniny s výztuží. Uvedený příklad ukazuje, že únosnost stejné výztuže se pohybuje ve velmi širokých mezích ovlivněných zejména rozložením aktivních sil působících na výztuž a podmínkami, které se vytvoří pro interakci horniny s výztuží.

PODĚKOVÁNÍ

Projekt byl realizován za finanční podpory ze státních prostředků prostřednictvím Grantové agentury České republiky. Registrační číslo projektu je 105/08/1562.

LITERATURA

- [1] JANAS, P. *Spolehlivost ocelových výztuží dlouhých důlních děl při rázovém zatížení*. Závěrečná zpráva projektu GA ČR 105/04/0458. Ostrava, 2007.
- [2] KADLČÁK, J., KYTÝR, J. *Statika stavebních konstrukcí II*. Brno, 2001. ISBN 80-214-1648-3.
- [3] RANDÝSKOVÁ, L., JANAS, P. Numerické geometricky nelineární řešení soustavy kruhových oblouků pomocí obecné deformační metody. In *Modelování v mechanice 2010*, Ostrava 18. - 19. 5. 2010. Mezinárodní konference. Sborník příspěvků, Ostrava 2010, s. 59-61. ISBN 978-80-248-2234-1.
- [4] RANDÝSKOVÁ, L., JANAS, P. Geometricky a fyzikálně nelineární řešení ocelových oblouků. In *Structural and Physical Aspects of Civil Engineering 2010*, Štrbské Pleso 24. - 26. 11. 2010. Mezinárodní konference. Sborník příspěvků, Košice 2010, s. 1-8. ISBN 978-80-553-0527-1.
- [5] MARKOPOULOS, A., JANAS, P., PODEŠVA, J. Náhradní ohybová tuhost profilu TH-29. In *New Trends in Statics and Dynamics of Building 2010*, Bratislava 21. - 22. 10. 2010. Mezinárodní konference. Sborník příspěvků, Bratislava 2010, s. 101-102. ISBN 978-80-227-3373-1.

Oponentní posudek vypracoval:

Prof. Ing. Jiří Šejnoha, DrSc., ČVUT Praha, Thákurova 7, Praha 6.

Doc. Ing. Richard Šňupárek, CSc., Ústav geoniky AV ČR, Studentská 1768, Ostrava Poruba.

Oldřich SUCHARDA¹, Jiří BROŽOVSKÝ²

PRUŽNOPLASTICKÉ MODELOVÁNÍ ŽELEZOBETONOVÉHO NOSNÍKU: IMPLEMENTACE
A SROVNÁNÍ S EXPERIMENTEM

ELASTIC-PLASTIC MODELLING OF REINFORCED CONCRETE BEAM:
IMPLEMENTATION AND COMPARISON WITH EXPERIMENT

Abstrakt

Příspěvek se zabývá analýzou železobetonového nosníku metodou konečných prvků. Při analýze se předpokládá nelineární chování betonu a je užit rovinný výpočetní model. Konstitutivní model betonu uvažuje pružno-plastické chování betonu, které představuje fyzikální nelinearitu. Výztuž je modelována jako rozmazaná a předpokládá se jednoosý stav napjatosti. Příspěvek také obsahuje srovnání numerických výpočtů s experimentem. Popisovaný model betonu bude dále využit pro předpověď únosnosti podobných železobetonových konstrukcí.

Klíčová slova

Nosník, beton, metoda konečných prvků, výztuž, plasticita.

Abstract

The paper deals with finite element method analysis of the reinforced concrete beam. Within the analysis there is considered a non-linear behaviour of concrete. The constitutive model of concrete is based on the elastic-plastic behaviour. Reinforcement is modelled as smeared. The article also includes a comparison of the numerical calculations with the experiment. There is chosen the BSA software for the calculation.

Keywords

Beam, concrete, finite element method, reinforcement, plasticity.

1 ÚVOD

V současné době narůstá význam přesnějšího určování únosnosti železobetonových konstrukcí [2], neboť jde o jeden z důležitých podkladů pro výstižné stanovování jejich životnosti. V posledních zhruba čtyřiceti letech byla vypracována celá řada teorií a konstitutivních modelů pro beton a železobeton [14], [15]. Jednotlivé modely se liší jak svojí výstižností, tak výpočetní náročností a rozsahem vstupních dat. Zpravidla platí, že čím vyšší výstižnost modelu, tím jsou také vyšší nároky na množství a kvalitu vstupních údajů a vyšší je i výpočetní náročnost [18]. Často se také nelineární analýza betonových a železobetonových konstrukcí dále kombinuje s řešením vedení tepla [5] nebo se uplatňuje při simulacích dynamického zatížení [6].

¹ Ing. Oldřich Sucharda, Katedra stavební mechaniky, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 32 1391, e-mail: oldrich.sucharada@vsb.cz.

² Doc. Ing. Jiří Brožovský, Ph.D., Katedra stavební mechaniky, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 321, e-mail: jiri.brozovsky@vsb.cz.

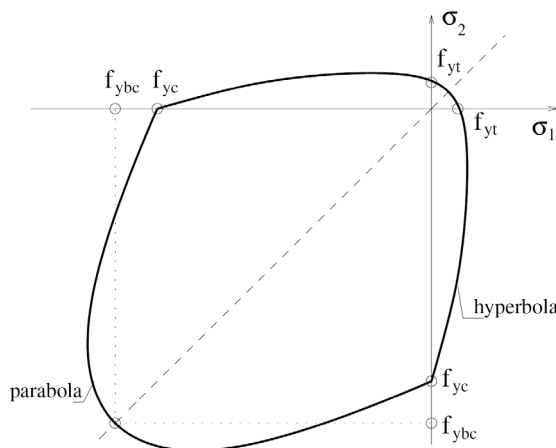
S ohledem na praktickou dostupnost potřebných vstupních údajů a na potřebu provádět výpočty opakovaně (ať už pro jednotlivé časové kroky nebo při simulačních výpočtech), je výhodné použít takový model, který bude vhodným kompromisem mezi výpočetní náročností, množstvím vstupních dat a potřebnou mírou výstižnosti dosahovaných výsledků.

V článku je prezentován pružnoplastický model, který je vhodný pro výše uvedené požadavky. Popisovaný model umožňuje modelovat chování do úrovně maximální únosnosti, což pro většinu předpokládaných účelů postačuje. Uvedený model využívá Chen-Chenovu podmínku plasticity [3] a Ohtaniho koncept zpevnění [12]. Protože obecný Ohtaniho model umožňuje použít řadu odlišných přístupů, je použitá implementace Ohtaniho konceptu v článku podrobněji popsána.

Uvedený materiálový model betonu je využit při řešení metodou konečných prvků [8], dále je prezentován numerický příklad, který modeluje železobetonový nosník pomocí izoparametrických čtyřuzlových stěnových konečných prvků [16], [7] a porovnává dosažené výsledky s výsledky experimentálních měření podle [4].

2 PRUŽNOPLASTICKÝ KONSTITUTIVNÍ MODEL BETONU

Zvolený konstitutivní model betonu kombinuje Chen-Chenovu podmínku plasticity [3] a model zpevnění vypracovaný Ohtaním [12]. Chen-Chenova podmínka plasticity byla formulována speciálně pro beton na základě experimentů prováděných mj. Kupferem [9].



Obr. 1: Chen-Chenova podmínka plasticity [1]

V oblasti tlak - tlak je podmínka plasticity popsána funkcí:

$$J_2 + \frac{A_{yc}}{3} I_1 - \tau_{yc}^2 = 0 \quad (1)$$

a v ostatních oblastech je funkcí:

$$J_2 + \frac{1}{6} I_1^2 \frac{A_{yt}}{3} I_1 - \tau_{yt}^2 = 0, \quad (2)$$

kde:

I_1 – je první invariant tenzoru napětí

J_2 – je druhý invariant deviatoru napětí

$A_{yc}, \tau_{yc}, A_{yt}, \tau_{yt}$ – se stanoví z materiálových konstant f_{yc}, f_{ybc} a f_{yt} :

$$A_{yc} = \frac{f_{ybc}^2 - f_{yc}^2}{2f_{ybc} - f_{yc}}, \quad (3)$$

$$\tau_{yc}^2 = \frac{f_{ybc} f_{yc} (2f_{yc} - f_{ybc})}{3(2f_{ybc} - f_{yc})}, \quad (4)$$

$$A_{yt} = \frac{f_{yc} - f_{yt}}{2}, \quad (5)$$

$$\tau_{yt}^2 = \frac{f_{yc} f_{yt}}{6}, \quad (6)$$

Podmínka je tedy definována pomocí mezí plasticity materiálu v jednoosém tlaku f_{yc} , mezí plasticity ve dvojosém tlaku f_{ybc} a mezí plasticity v jednoosém tahu f_{yt} , které jsou označeny v obr. 1.

Ohtaniho model zpevnění vznikl v návaznosti na Chenovu podmínku plasticity, navrhli jej Ohtani a Chen [12]. Model zpevnění je formulovaný pro tři parametry, a sice pro ekvivalentní napětí při jednoosém tlaku, dvojosém tlaku a jednoosém tahu.

Tvar funkce zpevnění má podobu:

$$\psi = \alpha_1 \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma_c} \right\}^T \left\{ \frac{\partial \sigma_c}{\partial \varepsilon_{pc}} \right\} + \alpha_2 \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma_{bc}} \right\}^T \left\{ \frac{\partial \sigma_{bc}}{\partial \varepsilon_{pbc}} \right\} + \alpha_3 \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma_t} \right\}^T \left\{ \frac{\partial \sigma_t}{\partial \varepsilon_{pt}} \right\} \quad (7)$$

nebo může být zapsána ve zkráceném tvaru:

$$\psi = \alpha_1 Q_1 H_c + \alpha_2 Q_2 H_{bc} + \alpha_3 Q_3 H_t \quad (8)$$

Parametry α_1 , α_2 a α_3 určují vliv jednotlivých členů rovnice (8), závisí na oblasti namáhání a doporučené hodnoty uvádí [12]. Parametry zpevnění H_c , H_{bc} a H_t jsou derivace funkce popisující závislosti napětí na ekvivalentní plastické deformaci a získají ze zkoušek materiálu pro jednotlivé typy namáhání. Parametry zpevnění se aproximují Ramberg-Osgoodovou funkcí upravenou do tvaru [17]:

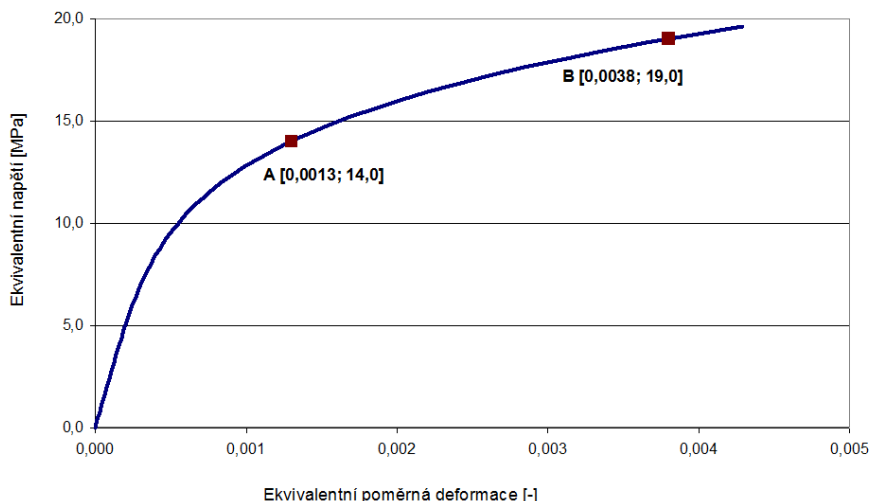
$$H = \frac{E_0}{kn} \left(\frac{\sigma}{E_0} \right)^{1-n} \quad (9)$$

kde hodnoty E_0 , k a n se určí ze znalosti pracovních diagramů zkoušek. Je potřebné znát počáteční modul pružnosti a dva body z pracovního diagramu. Výsledná aproximace má typický tvar zobrazený na obr. 2.

Parametry Q_1 , Q_2 a Q_3 jsou materiálové konstanty, které závisí na ekvivalentních napětích v jednoosém tlaku, dvojosém tlaku a jednoosém tahu. Určují se z aktuálního napětového stavu, za předpokladu, že je splněna rovnice (1) nebo (2). Ve výpočtu se určují iteračním způsobem. Postup výpočtu ekvivalentních napětí je možné rozložit do kroků:

- 1) Určí se invariant tenzoru napětí I_1 a druhý invariant deviátoru napětí J_2 .
- 2) Určí se oblast namáhání a definuje se podmínka plasticity a porušení.
- 3) Testuje se stav materiálu (pružný, plastický, porušený) pro danou napjatost.
- 4) Pro zplastizovaný materiál se určí oblast namáhání.
- 5) Vyjádří se odpovídající rovnice (1) nebo (2) pro aktuální úroveň namáhání.
- 6) Určí se nultý krok iteračního řešení (může se např. použít počáteční podmínka plasticity, podmínka porušení nebo podmínka plasticity z předešlého výpočetního kroku).

- 7) Iteračním způsobem se hledají hodnoty ekvivalentních napětí, dokud není splněna podmínka, že napětí (invariant tenzoru napětí, a druhý invariant deviátoru napětí) a ekvivalentní napětí splňují odpovídající rovnici vyjádřenou v kroku 5.



Obr. 2: Pracovní diagram betonu v jednoosém tlaku aproximovaný Ramberg-Osgoodovou funkcí

U zplastizovaného materiálu se parametry pro následné podmínky plasticity pro bod vyjádří s využitím vztahů (3) až (6).

Model vykazuje dobrou shodu s experimenty, ale pro použití vyžaduje velký počet vstupních parametrů.

3 VÝZTUŽ

Výztuž se může při analýze železobetonových konstrukcí zahrnout do výpočtu několika způsoby. V článku je používán model rozmazané výztuže, který předpokládá dokonalé spolupůsobení výztuže s betonem. Je vhodný pro rozptýlenou výztuž (např. drátkobeton), ale pro klasické výztužné vložky se také často používá [14]. Z uvedeného předpokladu o dokonalém spolupůsobení vyplývá, že model nerespektuje prokluz mezi výztuží a betonem.

Tuhost každého směru výztuže je možné popsat maticí tuhosti materiálu

$$\mathbf{D}_{s,i} = \begin{bmatrix} pE_{s,i} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}, \quad (10)$$

kde p je stupeň vyztužení určený z poměru plochy výztuže k celkové ploše průřezu (konečného prvku) a $E_{s,i}$ je modul pružnosti materiálu výztuže. Tuhost výztuže se přičítá k matici tuhosti materiálu $\mathbf{D}$ pro beton. Výsledná matice tuhosti materiálu má tvar

$$\mathbf{D} = \mathbf{D}_c + \sum_{i=1}^n \mathbf{D}_{s,i}, \quad (11)$$

kde:

$\mathbf{D}_c$ – je matice tuhosti betonu,

$\mathbf{D}_{s,i}$ – je matice tuhosti výztuže v jednotlivých směrech.

U výztuže se předpokládá jednoosý stav napjatosti jako ideálně pružnoplastický nebo pružnoplastický s lineárním zpevněním. Podmínka plasticity pro jednoosý stav napjatosti má tvar

$$\sigma \leq f_{sy}, \quad (12)$$

kde:

σ – je napětí při jednoosém stavu napjatosti,

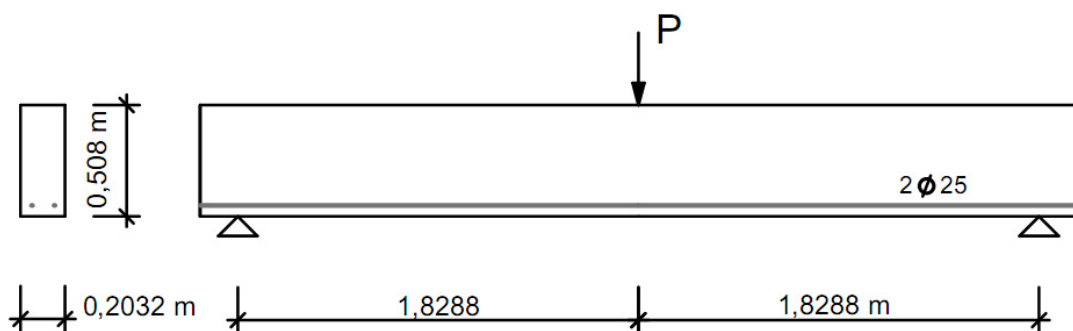
f_{sy} – je mez kluzu oceli.

Poměrná deformace je omezena hodnotou $\varepsilon_{s, \text{lim}}$.

4 NUMERICKÝ PŘÍKLAD

Uvedený konstitutivní model betonu byl použit na srovnání s dostupným experimentem nosníku zatíženého osamělou silou 200 kN [4]. Pro výpočet byl zvolen výpočetní program BSA určený pro analýzu betonových a železobetonových konstrukcí vyvíjený [19].

Rozpětí nosníku je 3,6576 m a průřez má tvar obdélníku. Průřez je vysoký 0,508 m a široký 0,2032 m. Schéma testovaného nosníku, zatížení a vyztužení je znázorněno na obr. 3. Zatížení působí uprostřed rozpětí na horní hraně. Výchozí materiálovou charakteristikou u betonu je modul pružnosti $E_{cm} = 26\,182$ MPa [11]. Výztužné vložky tvoří dva ocelové pruty průměru 25 mm. Ocelová výztuž má modul pružnosti $E_{st} = 203\,255$ MPa a mez kluzu 309,36 MPa. U oceli se předpokládá pružnoplastický pracovní diagram s lineárním zpevněním $E_{s2} = E_{st}/100$.



Obr. 3: Geometrie testovaného nosníku

Pevnost betonu v tlaku se pro uvedený model betonu určila ze vztahu podle [13] pro modul pružnosti

$$E_{cm} = 22(f_{uc}/10)^{0,3} \quad (13)$$

Tahová pevnost betonu se dopočetla z pevnosti v tlaku

$$f_{ut} = 0,1 f_{uc} \quad (14)$$

a pevnost betonu ve dvouosém tlaku byla stanovena

$$f_{ubc} = 1,2 f_{uc}. \quad (15)$$

Mez plasticity se u použitého konstitutivního modelu pro beton v tlaku a tahu uvažovala pro jednotlivé způsoby namáhání jako

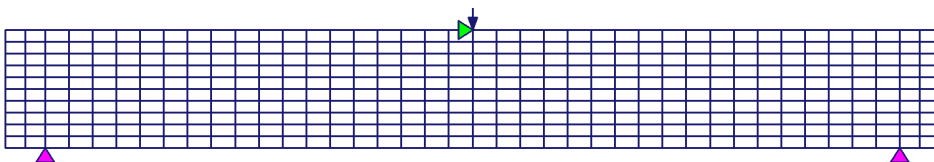
$$f_{yc} = 0,5 f_{uc}, \quad (16)$$

$$f_{ybc} = 0,5 f_{ubc}, \quad (17)$$

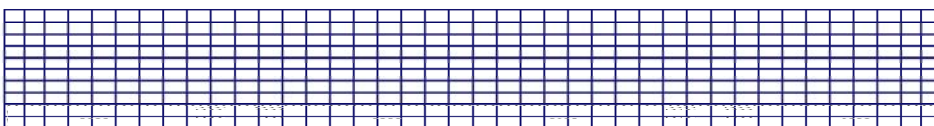
$$f_{yt} = 0,5 f_{ut}. \quad (18)$$

Pro výpočet je užita metoda konečných prvků s výpočetním modelem pro úlohu rovinné napjatosti. Výpočetní model tvoří pravidelná síť 400 izoparametrických konečných prvků se čtyřmi

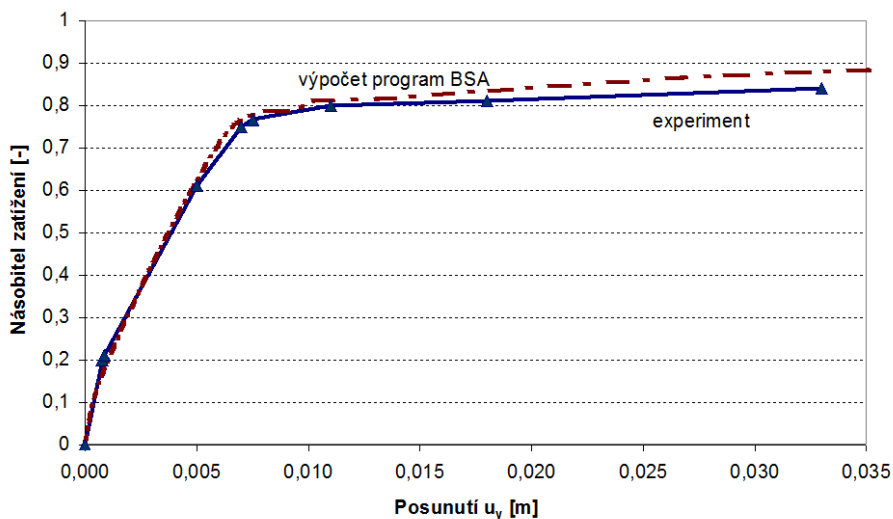
integračními body. Konečný prvek je podrobně odvozen v [7]. Celkově má výpočetní model 451 uzlů a je zobrazen na obr. 4. Výztuž se modelovala jako rozmazaná. Tuhost výztuže byla přepočtena do konečných prvků betonu podle (10) a (11). Oblasti modelu s výztuží jsou šrafované na obr. 5. Úloha byla řešena přírůstovým postupem pomocí Newton-Raphson metody.



Obr. 4: Výpočetní model



Obr. 5: Výpočetní model (šrafovaná oblast – beton + výztuž)

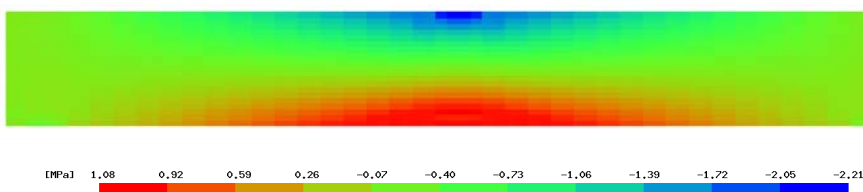


Obr. 6: Výsledky numerické analýzy

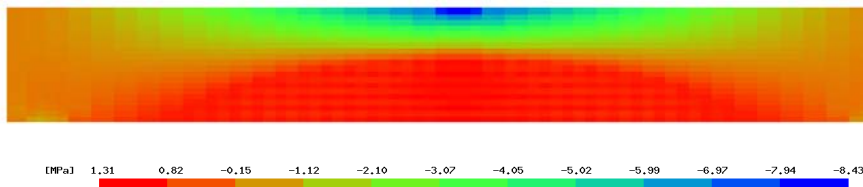
Na obr. 6 jsou uvedeny výsledky nelineární analýzy železobetonového nosníku pro zvolený konstitutivní model betonu, které jsou srovnány s výsledky experimentu [4]. Graf znázorňuje průhyb uprostřed rozpětí v závislosti na násobiteli zatížení.

Obr. 7 zobrazuje postupný rozvoj tažené oblasti během zatěžování. Shoda mezi experimentem a vypočtenými výsledky je velmi dobrá, pouze ve vyšších fázích zatěžování poskytuje výpočet mírně nadhodnocené výsledky.

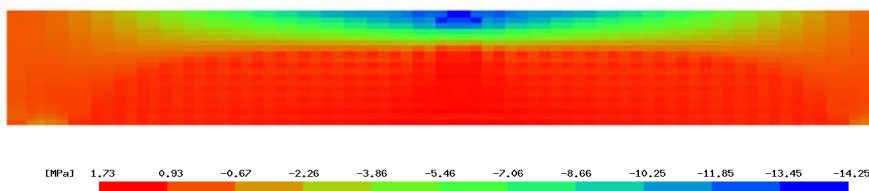
Násobitel zatížení = 0,09 (Max = 1,08 MPa; Min = -2,21 MPa)



Násobitel zatížení = 0,30 (Max = 1,31 MPa; Min = -8,43 MPa)



Násobitel zatížení = 0,65 (Max = 1,73 MPa; Min = -14,25 MPa)



Obr. 7: Normálové napětí σ_x během zatěžování [MPa]

5 ZÁVĚR

Využití nelineární analýzy při simulacích skutečného chování betonových a železobetonových konstrukcí se neustále rozšiřuje [10]. V současné době se především uplatňuje u stanovení globální odolnosti konstrukce, celkové únosnosti nebo analýzy problematických detailů konstrukcí. Pro modelování chování betonových a železobetonových konstrukcí existuje celá řada přístupů. V článku uvedený konstitutivní model betonu předpokládá pružnoplastické chování. Konstitutivní model betonu kombinuje Chen-Chenovu podmínku plasticity [3] a model zpevnění vypracovaný Ohtaním [12].

Pro ověření použitelnosti konstitutivního modelu betonu je provedeno srovnání s experimentem. Porovnáním experimentu a výpočtu v programu BSA je možné konstatovat, že shoda výsledků je dobrá. Vyšší únosnost vypočtená v numerické analýze v pozdější fázi zatěžování je možné přisoudit zvolenému konceptu modelování pružnoplastického betonu se zpevněním a způsobu modelování výztuže. Diskutovaný model betonu bude dále využit pro předpověď únosnosti podobných železobetonových konstrukcí.

Na výsledky ovšem nemá vliv pouze konstitutivní model betonu, ale také podrobnost a kvalita vytvořené sítě konečných prvků, model okrajových podmínek, typ konečného prvku, metoda řešení soustavy lineárních a nelineárních rovnic a další.

PODĚKOVÁNÍ

Tento výsledek byl získán za finančního přispění MŠMT ČR, projekt 1M0579, v rámci činnosti výzkumného centra CIDEAS. (This outcome has been achieved with the financial support of the Ministry of Education, Youth and Sports of the Czech Republic, project No. 1M0579, within activities of the CIDEAS research centre.)

LITERATURA

- [1] BROŽOVSKÝ, J. *Modelování fyzikálně nelineárního chování železobetonových konstrukcí*, Disertační práce. Ostrava: VŠB-TU Ostrava, 2003.
- [2] CEB - FIP Model Code 1990: Design Code. by Comité Euro-International du Béton, Thomas Telford, 1993. ISBN: 978-0727716965.
- [3] CHEN, A. C. T., CHEN, W. F. *Constitutive Relations for Concrete*. Journal of the Engineering Mechanics Division ASCE, 1975
- [4] FARIBORZ BARZEGAR, Layering of RC Membrane and Plate Elements in Nonlinear Analysis. Journal of the Struct. Div. 1988, Vol. 114, No. 11. p. 2474-2492.
- [5] KRÁLIK J., HUKEL D. Nelineární analýza interakcie oceleovej výstelky a železobetónovej steny šachty lokalizácie havárie za extrémneho pôsobenia tlaku a teploty. In *Modelování v mechanice 2010*. Mezinárodní konference. Ostrava: VŠB – TU Ostrava, 2010. ISBN 978-80-248-2234-1.
- [6] KRÁLIK J., ROZSÁR P., Deterministická a pravdepodobnostná analýza odolnosti železobetónového rámu s výplnovým murivom vystaveného explózií. In *Modelování v mechanice 2010*. Mezinárodní konference. Ostrava: VŠB – TU Ostrava, 2010. ISBN 978-80-248-2234-1.
- [7] KOLÁŘ V., KRATOCHVÍL J., LEITNER F., ŽENÍŠEK A. *Výpočet plošných a prostorových konstrukcí metodou konečných prvků*, Praha: SNTL, 1979.
- [8] KOLÁŘ, V., NĚMEC, I., KANICKÝ, V. *FEM Principy a praxe metody konečných prvků*. Praha: Computer Press, 1997.
- [9] KUPFER H., HILSDORF H., K., RÜSCH H. *Behaviour of Concrete Under Biaxial Stress*, Journal ACI, Proc. V. 66, č. 8, 1969.
- [10] MIKULA, J., JANDA Z. Moderní přístupy k návrhu segmentových mostních konstrukcí. SILNICE ŽELEZNICE, 2009, č. 2, ISSN 1803-8441.
- [11] MEGUID HEKAL S. A. *Solution of Plate Structures Respecting Real Material Properties*, Disertační práce. Brno: Brno University of Technology, 1992.
- [12] OHTANI, Y., CHEN, W. F. *Multiple Hardening Plasticity for Concrete Materials*. Journal of the EDM ASCE, 1988.
- [13] PROCHÁZKA, J. a kol. *Navrhování betonových konstrukcí* 1. 2 vyd. Praha: ČVUT v Praze, 2006. ISBN 80-903807-1-9.
- [14] Programový systém ATENA 2D: Theory Manual. Praha: Červenka Consulting, 2000
- [15] RAVINGER, J. Modelovanie nelineárneho pôsobenia železobetónového nosníka použitím MKP. Stavebnický časopis. 35, 1987-8, 571-589.
- [16] ROMBACH, G. *Anwendung der Finite-Elemente-Methode im Betonbau*. 2. Auflage. Berlin: Ernst & Sohn, 2007. ISBN 978-3-433-01701-2.
- [17] SUCHARDA, J. *Konstitutivní vztahy pro beton*, diplomová práce, Brno: FAST VUT v Brně, 1990.
- [18] SUCHARDA, O. Některé možnosti modelování betonových konstrukcí při nelineární analýze. Konstrukce, 2009, roč. 8, č. 5, s. 25-27. ISSN: 1213-8762.
- [19] SUCHARDA, O. Dílčí výzkumná zpráva CIDEAS za rok 2009, Implementace konstitutivního modelu železobetonu pro úlohy automatizovaného posudku konstrukcí ve 2D (1.1.3.1 16), MŠMT ČR, registrační číslo projektu 1M0579.

Oponentní posudek vypracoval:

Prof. Ing. Alois Materna, CSc., MBA, ČKAIT.

Doc. Ing. Zbyněk Keršner, CSc., Fakulta stavební, Vysoké učení technické v Brně.

Michaela BURŠOVÁ¹, Iveta SKOTNICOVÁ², Petra TYMOVÁ³, Zdeněk GALDA⁴

TEPELNĚ TECHNICKÉ PARAMETRY STAVEB V LETNÍM OBDOBÍ

THERMAL PROPERTIES OF THE BUILDINGS IN THE SUMMER PERIOD

Abstrakt

Obsahem příspěvku je posouzení kvality vnitřního prostředí vybraných místností nevýrobní budovy z hlediska zajištění požadavků na tepelnou stabilitu v letním období. Na základě teoretických výpočtů a experimentálního měření byl vyhodnocen původní stav vnitřního prostředí místností a následně byla navržena vhodná opatření vedoucí ke zlepšení kvality vnitřního prostředí. Současně bylo zohledněno posouzení denního osvětlení místnosti a zhodnocena tepelná zátěž místnosti.

Klíčová slova

tepelná stabilita místnosti v letním období, nejvyšší denní vzestup teploty vzduchu v místnosti, nejvyšší denní teplota vzduchu v místnosti, posouzení denního osvětlení místností, činitel denní osvětlenosti, tepelná zátěž místností v letním období, protisluneční opatření.

Abstract

The paper is to assess the quality of the indoor environment of selected non-production rooms of the building in terms of providing the requirements for thermal stability in summer. Based on theoretical calculations and experimental measurements was evaluated by the initial state of the internal environment of the rooms and then the appropriate measures designed to improve the quality of the indoor environment.

Keywords

thermal stability of the room in the summer period, maximum upsurge of internal temperature in the summer period, maximum internal temperature in the summer period, daylight factor, the heat load in the room, measures against the sun.

1 ÚVOD

Přehřívání interiéru budov v letním období je problémem, se kterým se potýká řada budov (především s velkým podílem prosklení ve fasádě). Zabránit nadměrné tepelné zátěži místností

¹ Ing. Michaela Buršová, Katedra prostředí staveb a TZB, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 908, e-mail: michaela.bursova@vsb.cz.

² Ing. Iveta Skotnicová, Ph.D., Katedra prostředí staveb a TZB, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 957, e-mail: iveta.skotnicova@vsb.cz.

³ Ing. Petra Tymová, Ph.D., Katedra prostředí staveb a TZB, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 352, e-mail: petra.tymova@vsb.cz.

⁴ Ing. Zdeněk Galda, Katedra prostředí staveb a TZB, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 907, e-mail: zdenek.galda@vsb.cz.

v letním období je možné různými způsoby. Pokud pomineme klimatizaci, pak lze množství tepelných zisků ovlivnit především pasivními nebo aktivními prvky protisluneční ochrany.

Pasivní prvky jsou takové, které jsou pevně spojeny s konstrukcí budovy a neumožňují regulaci slunečního záření do interiéru (např. markýzy, balkóny, zasklení). Aktivní prvky poskytují možnost regulace slunečního záření a tím i denního osvětlení interiéru podle potřeby (žaluzie, rolety).

V tomto příspěvku bylo provedeno hodnocení účinnosti vybraných pasivních i aktivních prvků protisluneční ochrany na konkrétních místnostech zvoleného objektu.

POPIS HODNOCENÉHO OBJEKTU A MÍSTNOSTÍ

Pro zhodnocení kvality vnitřního prostředí v letním období byly vybrány místnosti kanceláří v budově stavební fakulty VŠB-TU Ostrava. Hodnocené místnosti byly posuzovány z několika hledisek – z hlediska tepelné stability a tepelné zátěže místností v letním období a také z hlediska denního osvětlení místností.

Mezi vybrané hodnocené místnosti patřily kancelářské prostory s okny na východní fasádě objektu „H“ fakulty stavební při VŠB – Technické univerzity Ostrava na ulici Ludvíka Poděště. Sledovanými místnostmi byly dvě kanceláře:

A) Místnost LP H506/2 - půdorysná plocha 14,2 m², okno 5,52 m².

B) Místnost LP H507/2 - půdorysná plocha 14,2 m², okno 5,52 m².

Konstrukce ohraničující obě místnosti patří mezi středně těžké až těžké, což výrazně ovlivňuje jejich akumulační vlastnosti. Plocha okna 5,52 m² zabírá z celkové plochy obvodové stěny 8,4 m² až 65,7%. Okenní rám zabírá z celkové plochy okna 23 %. Okno je z vnější strany stíněno nadokenní markýzou (přesah 1,3 m) a částečně v ranních hodinách protilehlou výškovou obytnou zástavbou (vzdálenou cca 193 m).

NÁVRH PROTISLUNEČNÍCH OPATŘENÍ

Pro zhodnocení účinnosti protislunečních opatření byly vybrány dva typy protislunečních fólií jako pasivní prvky a jako aktivní prvek venkovní žaluzie. V tab. 1 jsou porovnány parametry původního zasklení a zasklení s protislunečními prvky (převzato od výrobce).

Tab. 1 Parametry zasklení okna a hodnocených fólií

	Celková propustnost slunečního záření	Činitel prostupu přímého slunečního záření	Činitel odrazu přímého slunečního záření	Činitel pohlcení přímého slunečního záření	Stínící součinitel	Činitel prostupu světla
	$g [-]$	$\tau [-]$	$\rho [-]$	$\alpha [-]$	$s [-]$	$\tau_s [-]$
Izolační dvojsklo	0,76		0,08			0,85
Sklo s interiérovou termoizolační fólií NSN60	0,42	0,35	0,31	0,34	0,52	0,56
Sklo s exteriérovou protisluneční fólií Silver 50XT	0,55	0,42	0,61	0,25	0,50	0,47
Venkovní žaluzie	0,12					

Celkově propuštěná tepelná energie zasklením g je navýšena o složku přenesené absorbované tepelné energie α do interiéru. Stínící součinitel s vyjadřuje filtrační účinek prosklené plochy

opatřené fólií. Vybrané typy protislunečních fólií byly vybrány také s ohledem na další hodnocenou vlastnost – denní osvětlení místnosti.

TEPELNÁ STABILITA MÍSTNOSTI V LETNÍM OBDOBÍ

Tepelná stabilita místností v letním období je kritériálním požadavkem předepsaným ČSN 730540 [1] a patří také mezi porovnávací ukazatele, které předepisuje Vyhláška č. 148/2007 Sb. o energetické náročnosti budov. Splněním požadavku na tepelnou stabilitu se zajistí tepelná pohoda uživatelů vnitřního prostředí místnosti v letním období.

Tepelná stabilita místností v letním období se hodnotí pomocí dvou kritérií podle ČSN 73 0540 a to pomocí nejvyššího denního vzestupu teploty vzduchu v místnosti $\Delta\theta_{ai,max}$ [°C] a pomocí nejvyšší denní teploty vzduchu v místnosti $\theta_{ai,max}$ [°C]. Výpočtové metody jsou podrobně rozepsány v normách [2] a [3].

1.1 Výsledky a hodnocení teoretického výpočtu

Výpočty tepelné stability byly provedeny pro čtyři varianty – původní stav, stav s protisluneční fólií (vnitřní nebo vnější), stav s protisluneční fólií a venkovní žaluzií, stav s venkovní žaluzií. Pro výpočty byly použity programy Teplo 2009 [7] (součinitel prostupu tepla konstrukcí), Stabilita 2009 [8] (nejvyšší denní vzestup teploty vzduchu místnosti), Simulace 2009 [9] (nejvyšší teplota vzduchu místnosti). Nejvyšší teplota i nejvyšší vzestup teploty se stanovují pro nestacionární (lineární) venkovní okrajové podmínky.

Tab. 2 Posouzení nejvyššího denního vzestupu teploty vzduchu místnosti v letním období

Místnost	Varianty	Nejvyšší denní vzestup teploty vzduchu	Požadovaná normová hodnota	Vyhodnocení (vyhovuje/nevyhovuje)
		$\Delta\theta_{ai,max}$ [°C]	$\Delta\theta_{ai,max,N}$ [°C]	
H506/2	Původní stav zasklení	12,7	5,5	nevyhovuje
	Vnitřní okenní fólie NSN60	8,1	5,5	nevyhovuje
	Venkovní žaluzie + vnitřní fólie NSN60	2,0	5,5	vyhovuje
	Venkovní žaluzie	3,0	5,5	vyhovuje
H507/2	Původní stav	12,2	5,5	nevyhovuje
	Venkovní okenní fólie Silver 50 XT	9,6	5,5	nevyhovuje
	Venkovní žaluzie + venkovní fólie Silver 50 XT	2,3	5,5	vyhovuje
	Venkovní žaluzie	3,0	5,5	vyhovuje

Posouzení kritériálního požadavku prokázalo, že použití protislunečních fólií na sklo sníží nejvyšší vzestup teploty vzduchu v místnosti o 2,6 – 4,6 °C, ale pro splnění požadavku to nebude dostačující. V případě kombinace venkovních žaluzií a fólií se sníží nejvyšší vzestup teploty vzduchu v místnosti o 9,9 – 10,7 °C, požadavek bude splněn.

Tab. 3 Posouzení nejvyšší denní teploty vzduchu místnosti v letním období

Místnost	Varianty	Nejvyšší denní teplota vzduchu	Požadovaná normová hodnota	Vyhodnocení (vyhovuje/nevyhovuje)
		$\theta_{ai,max}$ [°C]	$\theta_{ai,max,N}$ [°C]	
H506/2	Původní stav zasklení	37,3	27	nevyhovuje
	Vnitřní okenní fólie NSN60	26,2	27	vyhovuje
	Venkovní žaluzie + vnitřní fólie NSN60	24,3	27	vyhovuje
	Venkovní žaluzie	25,8	27	
H507/2	Původní stav	37,3	27	nevyhovuje
	Venkovní okenní fólie Silver 50 XT	27,7	27	nevyhovuje
	Venkovní žaluzie + venkovní fólie Silver 50 XT	24,4	27	vyhovuje
	Venkovní žaluzie	25,8	27	vyhovuje

Posouzení kritériálního požadavku prokázalo, že použití protislunečních fólií na sklo sníží nejvyšší teplotu vzduchu v místnosti o 9,6 – 11,1 °C, ale pro splnění požadavku to nebude dostačující (pouze v místnosti H506/2). V případě kombinace venkovních žaluzií a fólií se sníží nejvyšší vzestup teploty vzduchu v místnosti o 12,9 – 13 °C, požadavek bude splněn.

1.2 Výsledky a hodnocení experimentálních měření teploty vnitřního vzduchu místností v letním období

Experimentální měření tepelně technických parametrů zahrnovalo měření teplot venkovního a vnitřního vzduchu, popř. vnitřní povrchové teploty okenní výplně v hodnocených místnostech. Tepelně technická měření probíhala v období duben – červenec pro původní stav místnosti a v období srpen – říjen pro navržená opatření. Pro měření bylo použito zařízení firmy Ahlborn včetně odpovídajících teplotních čidel. Sledovány byly teploty v hodinových intervalech v posuzovaných dnech.

Měření probíhalo ve dvou kancelářích LP H506/2 a LP H507/2 pro tři varianty – původní stav, stav s vnitřní nebo venkovní protisluneční okenní fólií, stav s venkovní žaluzií a venkovní protisluneční okenní fólií.

V tab. 4 jsou uvedeny výsledky měření teplot v jednotlivých místnostech. Vzhledem k omezenému prostoru článku byly vybrány do tabulky pouze výsledky z vybraných dnů.

Výsledky měření prokázaly podobně jako teoretický výpočet, že původní stav vykazuje výrazné překročení nejvyšší přípustné normové hodnoty teploty vzduchu v hodnocených místnostech v letním období. Použití protislunečních okenních fólií může snížit průměrnou maximální vnitřní teplotu vzduchu o 4,1 až 6,2 °C oproti původnímu stavu. Toto snížení je již výrazně citelné na tepelné pohodlě uživatelů. Naměřené hodnoty maximálních teplot se sice blíží normovému požadavku, ale ještě ho nesplňují. Teprve kombinace opatření s venkovní žaluzií dokáže snížit teplotu vzduchu v místnosti pod maximální přípustnou normovou hodnotu, a proto ji lze vyhodnotit jako nejlepší.

Tab. 4 Měření nejvyšší denní teploty vzduchu místností v letním období

Místnost	Varianty	Datum měření	Nejvyšší vnitřní teplota vzduchu	Nejvyšší venkovní teplota vzduchu	Průměrná vnitřní teplota vzduchu	Průměrná venkovní teplota vzduchu
			θ_{ai} [°C]	θ_e [°C]	$\phi\theta_{ai}$ [°C]	$\phi\theta_{ae}$ [°C]
H506/2	Původní stav	14.8.	33,6	20,7	30,1	19,9
	Vnitřní okenní fólie NSN60	26.9.	28,9	22,1	26,2	18,9
H507/2	Původní stav	14.8.	35,7	25,9	33,2	23,4
	Venkovní okenní fólie Silver 50 XT	26.8.	27,6	21,6	27	21,0
	Venkovní žaluzie a venkovní fólie Silver 50 XT	20.9.	23,1	21,1	24,1	16,2

1.3 Výsledky a hodnocení experimentálních měření teploty vnitřního vzduchu místností v zimním období

Měření vnitřní teploty vzduchu proběhlo i v zimním období. Důvodem bylo ověření vlivu aplikované vnitřní protisluneční a zároveň termoizolační okenní fólie v místnosti LP H 506/2 na teplotu vzduchu. Porovnávány byly obě hodnocené místnosti pouze pro variantu s aplikací okenních fólií za stejných vnitřních otopných i venkovních podmínek. Z výsledků je patrný přínos termoizolační vnitřní okenní fólie, která zvýšila průměrnou teplotu v místnosti o 1,5 °C. Výsledky měření jsou uvedeny v tab. 5.

Tab. 5 Měření vnitřní teploty vzduchu v zimním období

Místnost	Varianty	Datum měření	Průměrná vnitřní teplota vzduchu	Průměrná venkovní teplota vzduchu
			θ_{ai} [°C]	θ_e [°C]
H506/2	Vnitřní termoizolační okenní fólie NSN60	8.1.	23,7	5,6
H507/2	Venkovní okenní fólie Silver 50 XT	8.1.	22,2	5,6

POSOUZENÍ DENNÍHO OSVĚTLENÍ MÍSTNOSTÍ

Základní požadavky na denní osvětlení budov předepisuje ČSN 73 0580 [4]. Vyhovující denní osvětlení musí mít vnitřní prostory určené pro trvalý pobyt lidí během dne.

Úroveň denního osvětlení v nově navrhovaných vnitřních prostorech s trvalým pobytem lidí se zjišťuje pomocí hodnot činitele denní osvětlenosti D [%] v kontrolních bodech, rozmístěných v pravidelné síti na vodorovné srovnávací rovině. Výška srovnávací roviny má být 0,85 m nad podlahou (pokud není požadována výška jiná).

Hodnoty činitele denní osvětlenosti ve vnitřním prostoru nebo v jeho funkčně vymezené části nesmí být menší, než pro odpovídající zrakové činnosti stanoví ČSN 73 0580 [4]. Jde-li o trvalý

pobyt lidí ve vnitřním prostoru nebo jeho funkčně vymezené části, musí být minimální hodnota činitele denní osvětlenosti $D_{\min}$ rovna nejméně 1,5%.

Cílem posouzení bylo ověřit, zda aplikací fólií nedojde ke zhoršení zrakových podmínek uvnitř kanceláře pod přípustný minimální normový limit. Parametry celkové světelné propustnosti zasklení jsou uvedeny v tabulce 1.

1.4 Výsledky a hodnocení teoretického výpočtu

Vypočtené hodnoty byly porovnány s požadavky ČSN 73 0580-1 [4]. Pro výpočet byl použit program WDLS 4.1 [9]. Výsledky výpočtu a hodnocení jsou uvedeny v tab. 6.

Tab. 6 Posouzení denního osvětlení místností

Místnost	Varianty	Minimální hodnota činitele denní osvětlenosti	Požadovaná minimální normová hodnota	Hodnota činitele denní osvětlenosti v místě pracovního stolu*	Vyhodnocení
		$D_{\min}$ [%]	$D_{\min,N}$ [%]	D [%]	
H505/1	Původní stav	2,4	1,5	4,7	vyhovuje
H506/2	Původní stav	2,4	1,5	4,7	vyhovuje
	Vnitřní okenní fólie	1,5	1,5	3,0	vyhovuje
H507/2	Původní stav	2,4	1,5	4,7	vyhovuje
	Venkovní okenní fólie	1,3	1,5	2,6	vyhovuje pouze ve funkčně vymezené části

Posouzení prokázalo, že denní osvětlení všech hodnocených místností v původním stavu vyhoví na normový požadavek $D_{\min,N}$. Po aplikaci protisluneční okenní fólie v místnosti H506/2 bude požadavek ještě splněn, ale dojde ke snížení minimální hodnoty $D_{\min}$. Po aplikaci protisluneční okenní fólie v místnosti H507/2 bude požadavek splněn ve funkčně vymezené části místnosti ohraničené izofotou 1,5 %. V místě pracovního stolu (pracovní místo) bude zajištěn dostatek přirozeného denního světla pro danou zřakovou činnost.

1.5 Výsledky a hodnocení experimentálních měření činitele denní osvětlenosti místností

Měření denního osvětlení proběhlo v lednu ve třech místnostech za normových podmínek dle ČSN 73 0580 [4] – stále zatažené zimní oblohy při tmavém terénu. Pro měření bylo použito zařízení firmy Ahlborn včetně odpovídajících čidel pro osvětlenost (luxmetr). Osvětlenost venkovní horizontální ničím nezastíněné roviny byla měřena na střeše nové budovy FAST. Osvětlenosti v kontrolních bodech ve vnitřním prostředí všech kanceláří byly měřeny v místě pracovního stolu ve výšce 0,85 m nad podlahou, 1 m od vnitřní stěny a 2 m od okna. Činitel denní osvětlenosti se stanovil výpočtem z naměřených hodnot. Výsledky měření jsou uvedeny v tab. 7 a jsou srovnatelné s teoretickým výpočtem.

Tab. 7 Měření osvětlenosti a stanovení činitele denní osvětlenosti.

Místnost	Varianty	Datum měření	Osvětlenost v kontrolním bodě	Osvětlenost venkovní	Činitel denní osvětlenosti
			E [lx]	E_H [lx]	D [%]
LP H505/2	Původní stav	10.1.	105	2225	4,7
LP H 506/2	Vnitřní okenní fólie	10.1.	57	2225	2,6
LP H507/2	Venkovní okenní fólie	10.1.	42	2225	1,9

POSOUZENÍ TEPELNÉ ZÁTĚŽE MÍSTNOSTÍ

Úkolem této dílčí části je zmapovat a co nejlépe simulací a propočty vystihnout situaci, která vzniká ve velmi teplém letním období ve sledovaných místnostech řešeného objektu.

Okna kanceláří jsou orientována téměř ve východním směru (azimut 98°, sklon 90°), to má za následek velmi intenzivní dopad sluneční radiace v ranních hodinách při východu slunce až téměř do poledne, a to po celý kalendářní rok.

Z této situace vyplývá, že je nutno tyto prostory chránit nejen před zvýšenou sluneční radiací, která je původcem zvýšené tepelné zátěže ve všech těchto kancelářích na budově „H“, ale i před nepříznivým ostrým osluněním, které je nevhodné nejen pro pedagogickou práci na počítačích. Jako důsledek takovéto nastalé situace může být zvýšená únava lidského organismu a s tím velmi úzce spojena výrazně snížená produktivita práce.

Výpočty byly provedeny dle platných norem ČSN 73 0540 [1] a dále dle ČSN 73 0548 [5]. Norma byla použita i přes to, že se nejedná o klimatizovaný prostor, ale hlavně z toho důvodu, že stav, který v daném objektu často nastával, neřeší jiná z norem, protože všechny ostatní předpokládají, že v místnostech dané kategorie nebude překročena nejvyšší povolená vnitřní teplota 26°C (popř. 28°C). A dále proto, že tento prostor dle naměřených teplotních hodnot by již při svém návrhu si vyžadoval být klimatizován.

Jako podklad při zpracování byla využita projektová dokumentace k této budově. Hlavními parametry byly součinitele prostupů tepla jednotlivých obalových konstrukcí včetně okenních výplní, parametry okenních konstrukcí z hlediska propustnosti sluneční radiace, parametry stínících prostředků (vnějších žaluzií, vnitřních aluminiových žaluzií, vnitřní termoizolační fólie a venkovní protisluneční fólie), vnitřní tepelné zisky od pracujících osob, od osvětlení, od technického vybavení a dále intenzita větrání těchto prostor.

1.6 Řešené varianty tepelné zátěže místností

Hodnoceno bylo celkem 17 variant tepelných zátěží vybraných místností, které se odlišovaly zadanými okrajovými podmínkami. Vzhledem k omezenému prostoru článku je podrobný popis jednotlivých variant k nahlédnutí u autorů.

Okno bez stínících prostředků (varianty 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 9, 11, 17)

Tento stav byl zcela běžný do doby, než byly nainstalovány venkovní stínící žaluzie. Vnitřní horizontální plátěné žaluzie zabraňovaly pouze plné sluneční radiaci, která pronikala do vnitřních hodnocených prostor. Dokázaly tak částečně eliminovat nepříjemné přímé záření, naproti tomu však byly dobrým nositelem tepelné pohltivosti sluneční radiace a zvyšovaly tak tepelnou zátěž uvnitř prostorů. Jelikož bylo zakázáno tyto místnosti větrat po pracovní době (noční uzavření budovy), docházelo těmito vnitřními stínícími prostředky k dalšímu zadržení tepelné zátěže uvnitř objektu.

Stav průniku sluneční radiace přes obvodové konstrukce je uveden ve variantách 1 a 2. Varianty 3, 4, 5, 6, 7, 9 a 11 jsou dalšími možnými variantami (např. navýšení venkovní teploty

vzduchu, rozdílné teploty vnitřního vzduchu v sousedních místnostech), které nastanou v průběhu roku.

Okno s vnějšími žaluziemi (varianty 8, 14, 15, 16)

Po instalaci vnějších stínících žaluzií se stav tepelné zátěže markantně snížil, odpovídá tomu i samotný výpočet, viz varianta 8.

Okno s vnitřní žaluzií (varianta 10)

Vnitřní horizontální plátěné žaluzie, jež byly nainstalovány jako prvotní, nemohly jakkoliv zabránit zvýšení tepelné zátěže od sluneční radiace (viz okno bez stínících prostředků). Bylo proto uvažováno s běžnými vnitřními aluminiovými žaluziemi jak je běžně známe. Tento stav popisuje varianta 10.

Okno s vnější protisluneční fólií (varianty 13, 15)

Jako další varianta možné zábrany proti zvýšené tepelné zátěži byla nainstalována do místnosti LPH 507/2 protisluneční fólie Silver 50. Tento stav je uveden ve variantě 13. Ve variantě 15 je navíc kombinována s vnějšími žaluziemi. Zároveň varianta 15 je maximální možný a nejlepší stav jakého šlo při tomto úkolu dosáhnout.

Okno s vnitřní termoizolační fólií (varianty 12, 16)

Vnitřní termoizolační fólie řady NSN60 byla nainstalována do místnosti LPH 506/2. Tuto variantu popisuje stav 12 a 16. Bylo dosaženo jen o málo horších výsledků, než je tomu u variant 13 a 15.

Intenzita větrání

Přísun čerstvého vzduchu do místnosti vždy zaručuje zdravé podmínky pro jakoukoliv lidskou činnost. Normové požadavky jsou u kategorie daných místností stanoveny na 1,5 násobnou výměnu vzduchu. Z toho to požadavku se vycházelo u všech variant řešení 1 - 16. V letním období a pocitu zvýšené tepelné zátěže lidé často otevrou okno, aby si vyvětrali více, anebo alespoň navodili pocit chladu proudícím čerstvým vzduchem, který často v letních měsících i přesahuje 30°C. Proto byla vytvořena varianta „možnost extrému“, kdy bylo uvažováno s teplejším venkovním vzduchem $t_i = 33^\circ\text{C}$ a intenzita větrání při plně otevřeném okně běžně dosahuje patnáctinásobku objemu dané místnosti.

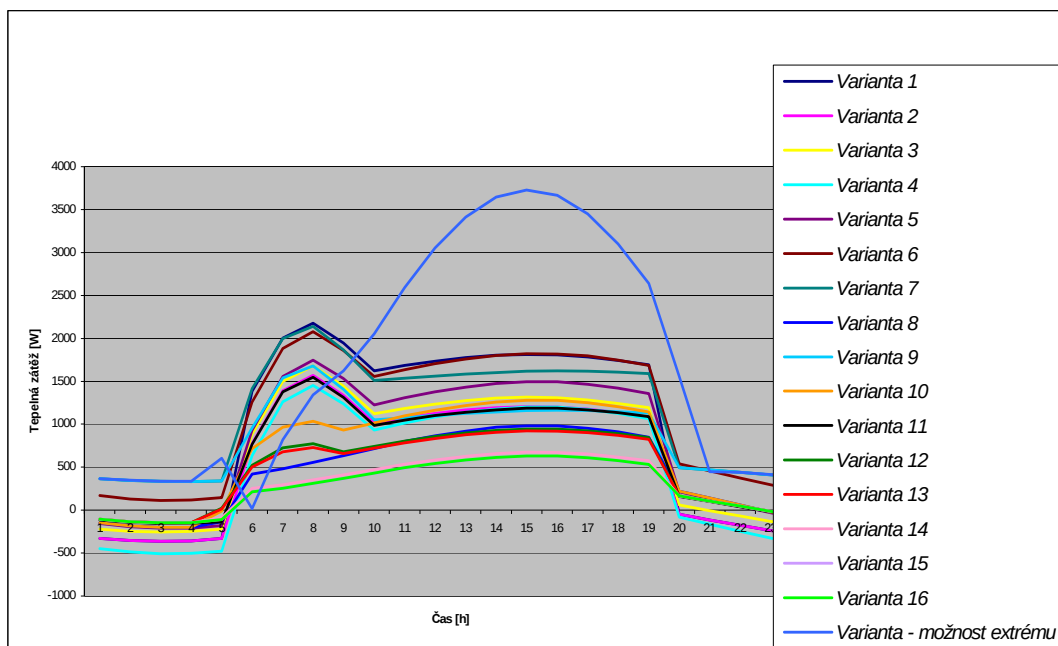
Tento stav je znázorněn ve „varianta – možnost extrému“. Hodnoty tepelné zátěže téměř dosahují dvojnásobku! Zde je vidět, že hlavním nositelem tepla není jen sluneční radiace, ale především ohřátý čerstvý vzduch.

Akumulace tepla do konstrukcí

Téměř všechny stavební konstrukce jsou výbornými vodiči tepelné energie. Zejména beton, železobeton, či zdivo. Protože objekt je postaven jako skeletová konstrukce s litými stropy a prefabrikovanými železobetonovými podokenními stěnami, jež jsou zvenčí zatepleny minerální vatou, není tomu vůbec jinak. Všechny vnitřní příčky a zdi jsou provedeny z tvárníc Heluz. Proto u objektu nastává v letních měsících situace, kdy teplo se akumuluje do těchto konstrukcí a jen stěží jej lze odvést větráním z daného prostoru (viz intenzita větrání), kdy je též zabráněno pasivnímu chlazení v nočních hodinách. Tento jev se neblaze odráží v grafech jako tzv. „druhá vlna“, která je samozřejmě již částečně ovlivněna větráním a vnitřními tepelnými zisky.

Vnitřní tepelné zisky

K hlavním vnitřním vyvíječům tepelné zátěže patří počítače, laserové tiskárny a monitory, jak LCD, tak především zastaralé CRT monitory. Nemalou měrou zde přispívá i vnitřní osvětlení (klasické žárovky v lampách a neonová svítidla). Člověk je taktéž nositelem tepelné energie. Jelikož se řešila tepelná zátěž v letním období, upustilo se od předpokladu osvětlení v kancelářích. Tento výrazný rozdíl tepelné zátěže je znázorněn variantami 1 a 2.



Obr. 1 Graf vývoje tepelné zátěže v průběhu dne (místnosti LPH 506/2 a LPH 507/2)

Jako nejlepším variantním řešením se jeví varianta kombinace vnějších stínících žaluzií a protisluneční (nebo termoizolační) fólie. Následně jsou to samotné vnější stínící žaluzie. Použití pouze protisluneční okenní fólie může být řešením v případech, ve kterých dochází k překročení normové maximální teploty vzduchu jen o několik °C. V případě hodnocených místností bylo toto řešení nedostačující.

Je však velmi nutno dbát na kvalitativní parametry clonících zařízení z hlediska stínících součinitelů a součinitelů poměrné tepelné pohltivosti.

Budova je orientována téměř východním směrem, z toho důvodu nastává „první vlna“ tepelné zátěže v ranních hodinách, protože slunce se nachází přímo naproti okenním výplním. Se stoupáním na horizont se tato první vlna tepelné zátěže postupně snižuje. Je dáno dále ještě přívodem relativně chladného čerstvého vzduchu a nenaakumulovaností vnitřních konstrukcí. Tuto první vlnu alespoň trochu eliminuje použití uvedených fólií.

Druhá vlna nastává krátce po poledni a je způsobena postupným prouděním čím dále teplejšího ohřátého vzduchu zvenčí. To má za následek akumulaci do všech stavebních konstrukcí, které po té pracují jako dobře vyhřátá kamna. Tato vlastnost je velmi dobrá v zimním období, avšak ne v letním. Dále k tomu přispívají vnitřní tepelné zisky z kancelářské techniky. Vrchol druhé vlny je proto vesměs kolem 15. hodiny odpolední, kdy s mírným fázovým posunem oproti nejvyšším venkovním teplotám vzduchu dochází k tomuto vrcholu. V tuto dobu sluneční radiace již začala pomalu slábnout a ohřívát tak venkovní vzduch. Ten se bude postupně pomalu ochlazovat.

ZÁVĚR, HODNOCENÍ

Jako doporučení do budoucna lze uvést, že při samotné projekci podobných objektů, jež budou vyžadovat velké nároky na denní osvětlení a oslunění, nebo bude u nich z jakéhokoliv hlediska zamýšleno s hojně prosklenou obvodovou konstrukcí, aby byly zváženy dopady případné tepelné zátěže. A dále, aby v případě nemožnosti změny orientace těchto prosklených ploch vůči světovým stranám byla již při projekci přijata a prosazena taková opatření, jež budou danou problematiku úspěšně a efektivně řešit.

PODĚKOVÁNÍ

Příspěvek byl realizován s podporou specifického vysokoškolského výzkumu - Studentské grantové soutěže VŠB-TU Ostrava pod identifikačním kódem: SP/2010125.

LITERATURA

- [1] ČSN 73 0540 - 2 *Tepelná ochrana budov – Část 2 : Požadavky*. Praha: Český normalizační institut, 2007.
- [2] ČSN 73 0540 - 4 *Tepelná ochrana budov – Část 4 : Výpočtové metody*. Praha: Český normalizační institut, 2007.
- [3] ČSN EN ISO 13792 *Tepelné chování budov – výpočet vnitřních teplot v místnosti v letním období bez strojního chlazení – Zjednodušené metody*. Praha: Český normalizační institut, 2007, 49 s.
- [4] ČSN 73 0580 -1 *Denní osvětlení budov – Část 1 : Základní požadavky*. Praha: Český normalizační institut, 2007. 23 s.
- [5] ČSN 73 0548 *Výpočet tepelné zátěže klimatizovaných prostorů*. Praha: Český normalizační institut, 1985.
- [6] CHYSKÝ, J., HEMZAL, K. *Větrání a klimatizace*. Praha: Česká matice technická, 1993. ISBN 80-901574-0-8.
- [7] Vopálka, K. QPRO Tepelné zisky 2006-2008 pro Windows. Výpočtový program pro PC
- [8] K-CAD s.r.o. Praha. *Stavební fyzika 2009 – výpočtové programy Teplo 2009, Stabilita 2009, Simulace 2009*.
- [9] Astra Zlín. WDLS 4.1. Výpočtový program pro PC.

Oponentní posudek vypracoval:

Doc. Ing. Mojmír Vrtek, Ph.D., katedra energetiky, Fakulta strojní VŠB-TU Ostrava.

Ing. Vladimír Baginský, ředitel Krajské energetické agentury Moravskoslezského kraje.

Jiří LABUDEK¹, Lenka MICHNOVÁ²

**EMPIRICKÝ NÁSTROJ PRO PŘEDBĚŽNÝ NÁVRH POTŘEBNÉ PLOCHY OKNA
NA SPLNĚNÍ NORMOVÝCH POŽADAVKŮ PRO VNITŘNÍ OSVĚTLENÍ
OBYTNÝCH MÍSTNOSTÍ**

**EMPIRICAL INSTRUMENT FOR PRELIMINARY DESIGN OF NECESSARY WINDOW AREA
TO FULFIL STANDARD REQUIEREMENTS FOR INTERIOR LIGHTING OF LIVING ROOMS.**

Abstrakt

Návrh velikosti výplní otvorů byl historicky navrhován empirickou metodou v závislosti na podlahové ploše dané místnosti. S dynamickým vývojem okenních prvků se výrazně změnily jejich technické parametry, a proto tato metoda již není vhodná. Tento příspěvek si klade za cíl tuto metodu upřesnit a dát projekční praxi podklad pro přesnější prvotní návrh plochy okenních otvorů pro obytné místnosti, již v projektové fázi studie.

Klíčová slova

Výplň otvorů, posuzující kritérium, činitel denní osvětlenosti.

Abstract

The design size of window panes have been historically designed by an empirical method base on floor area of the room. The dynamic development of window elements dramatically changed their technical parameters, that is why this method is no longer acceptable. The goal of this article is to specify this method and to give engineering practice basis for more accurate initial design area of window openings for living rooms in the project phase of the study.

Keywords

Window panes, assess criterion, daylight factor.

1 ÚVOD

Vztah mezi sluncem, respektive světlem a člověkem má velkou historii nejen ve stavitelství, ale také zejména v architektuře. Le Corbusier považoval světlo za jeden ze základních stavebních prvků. Na začátku 30. let formuloval větu: „Historie architektury je staletí starý boj o světlo – boj o okno.“

Dříve okolo roku 3500 př. n. l okno sloužilo spíše jako architektonický prvek, který byl zakryt kamenným mřížováním. Teprve v časovém období cca 300 př. n. l. až 365 n. l. se vytvářejí okenní otvory, které dostávají funkci vizuálního spojovacího článku mezi interiérem a exteriérem.

¹ Ing. Jiří Labudek, Katedra prostředí staveb a TZB, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Poděštil 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 975, e-mail: jiri.labudek@vsb.cz.

² Ing. Lenka Michnová, Katedra prostředí staveb a TZB, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Poděštil 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 975, e-mail: lenka.michnova@vsb.cz.

Prvním pravidlem pro návrh vnitřního osvětlení bylo pravidlo navrhovat okna na všech stranách domu, odkud bylo vidět na volnou oblohu. Pokud byla obloha zakryta protější stěnou, bylo nutné okenní otvor zvětšit. Okna v té době jsou zakryta látkou a mají okenice.

Geometrická kritéria pro návrh rozměrů oken předložil již italský renesanční architekt Andrea Palladio ve svém díle Čtyři knihy o architektuře. V 15. století jsou okna navrhována podle pravidel respektující modulační proporce fasády a vnitřního prostoru, např. výšku okna tvoří 2 díly z 3,5 dílů světlé výšky podlaží, šířka okna je 1 – 1/6 dílu. Výplň oken už není látka nebo okenice, ale vyvíjí se výroba skla a tím možnost zasklívání malých tabulí do olova. Tyto tabule se osazovaly především do dřevěných rámců. Nevýhodou bylo, že se nedaly otvírat.

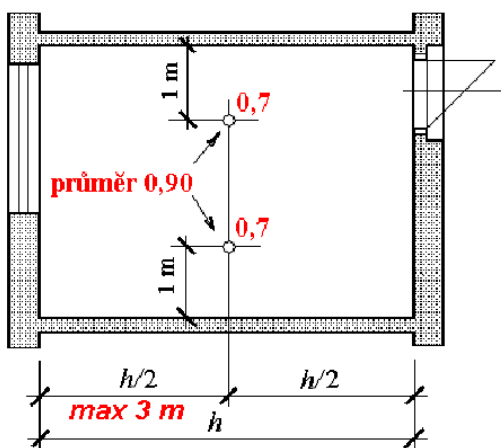
K posouzení zda hodnoty činitele denní osvětlenosti vyhovují, bylo ověřováno dle ČSN 73 0020 Obytné budovy z roku 1955, která uvádí jako kritérium poměr plochy okna k podlahové ploše dané místnosti. Přestože se toto geometrické kritérium dnes zdá být zastaralé, není pochyb o tom, že limit pro obytné místnosti 1/10 charakterizuje vlastnosti „normální“ obytné místnosti.

1.1 Změny v současné době na parametrech oken

V dnešní době však vyžaduje mnohem větší nároky na součinitele prostupu tepla U_w [$W/K.m^2$], a také na činitel denní osvětlenosti D [%] obytných místností. Dřevo jako materiál okenních rámců se používá dodnes. Změnily se profily, do kterých se vsazují dokonalejší izolační dvojskla či trojskla. Relativně nedávno nové technologie umožnily vyrábět okenní rámy i z plastů. Okenní rámy se v určité míře podílejí na zhoršení osvětlení vnitřních prostor. Vnitřní osvětlení respektive hodnotící kritéria, vypočtené nebo zjištěné měřením se obvykle porovnávají s limitními hodnotami, tj. hodnoty stanovené v legislativních dokumentech (normy, vyhlášky atd.).

2 LEGISLATIVA

Současná norma ČSN 73 0580-2 [1] popisuje osvětlenost vnitřních obytných prostor. Jako srovnávací ukazatel je použit normový činitel denní osvětlenosti D [%], kde minimální hodnota tohoto činitele pro obytné místnosti je ve dvou kontrolních bodech, v polovině hloubky místnosti, vzdálených 1 m od bočních stěn 0,7 a kde průměrná hodnota těchto dvou hodnot nesmí být menší než 0,9.



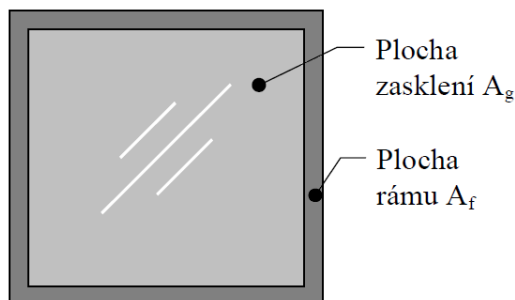
Obr. 1: Kontrolní body pro požadavek na denní osvětlení obytných budov dle ČSN 73 0580-2 [1]

3 SOUČASNÉ VÝPLNĚ OTVORŮ

Mezi základní vlastnosti funkce oken patří jejich otevíravost a sklápivost.

Technické parametry popisující okna jsou např. součinitel prostupu tepla, parametry distančního rámečku, index vzduchové neprůzvučnosti, prostup světla atd. Abychom mohli okna použít pro nízkoenergetické popř. pasivní stavby je nutno použít zasklení izolačním dvojsklem či trojsklem. Prostor mezi skly je vyplněn inertními plyny či vakuem.

Při navrhování výplní otvorů je nutné si uvědomit, že v současné době velkou část plochy zabírají okenní rámy. V minulosti tento prvek byl subtilnější, jelikož často nesl pouze jednu či dvě tabule skla. U současných okenních prvků dosahuje plocha rámu až 25% celkové plochy okenního prvku. Což je obsaženo v koeficientu prostupu světla dle normy ČSN 73 0580 – 2 [1].



Obr. 2: Schéma okenní konstrukce [1]

A – plocha okenního otvoru při čelním na okno v m^2

A_g – plocha zasklení při pohledu na okno v m^2

A_f – plocha rámu při pohledu na okno v m^2

4 OVĚŘENÍ KRITÉRIA Z NORMY ČSN 73 0020

Vnitřní osvětlení obytných místností neovlivňuje jen velikost okenního rámu, ale zejména zasklení, které má vliv na koeficient prostupu světla z exteriéru do interiéru. K ověření platnosti kritéria, že velikost okna by se měla rovnat 1/10 plochy místnosti byl použit software WDLS [2], ve kterém jsme namodelovali místnost o velikosti 6x4 m s výškou 2,75 m. Místnost je osvětlena oknem o rozměrech 1,2x1,5 m s výškou parapetu 0,9 m. Činitel prostupu světla jsme pro jednu tabuli skla uvažovali 85%. Odrazivost povrchů stěn, stropu, podlahy a terénu jsou uvedeny v tabulce č. 1 a č. 2.

Tab. 1.: Odrazivosti povrchů srovnávací místnosti

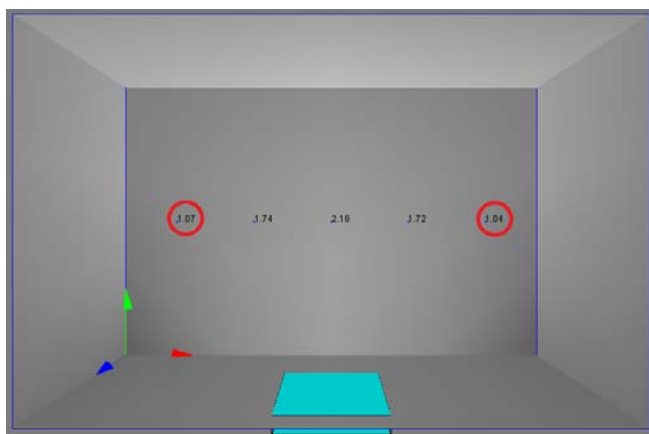
Typ konstrukce	Hodnota odrazivosti povrchů
Stěna	0,5
Strop	0,7
Podlaha	0,3
Terén	0,2

Tab. 2.: Údaje o prostředí a údržbě

Typ povrchu	Čistota povrchu
Exteriér	čistý
Interiér	čistý
Terén	tmavý

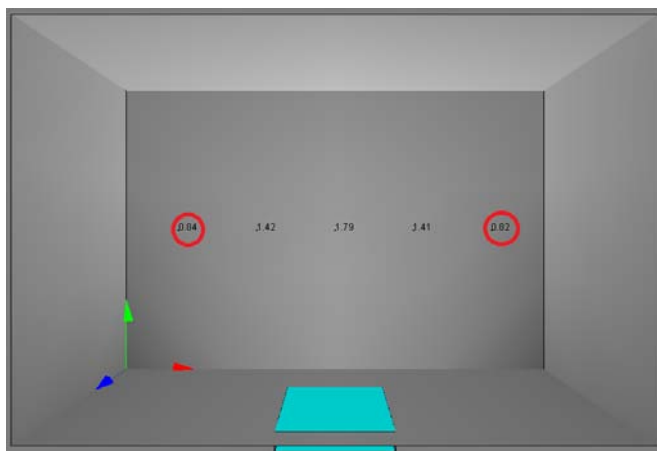
Pro výpočet byla použita kontrolní řada bodů umístěných v polovině hloubky místnosti, vzdálených 1,0 m od sebe. V programu WDLS [2] byla vytvořena srovnávací místnost. V této místnosti byly provedeny tři základní výpočty. Jednotlivé stavy se lišily v počtu osazených skel v osvětlovacím otvoru.

V prvním příkladě bylo uvažováno s okenním prvkem tvořeným dřevěným oknem s jednosklem.



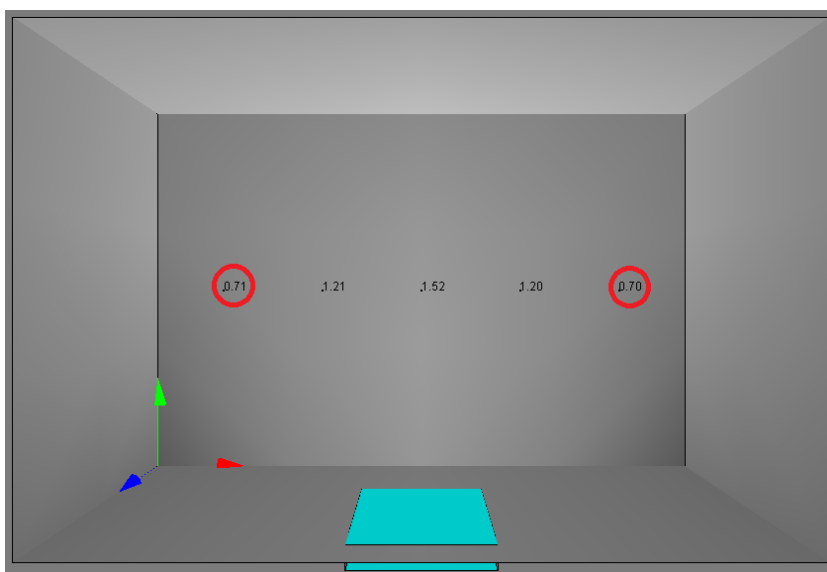
Obr. 3.: Hodnoty činitele denní osvětlenosti pro okno s jednosklem

Ve druhém příkladě bylo uvažováno s okenním prvkem tvořeným dřevěným oknem s dvojsklem.



Obr. 4.: Hodnoty činitele denní osvětlenosti pro okno s dvojsklem

Ve třetím příkladě bylo uvažováno s okenním prvem tvořeným dřevěným oknem s trojsklem.



Obr. 5.: Hodnoty činitele denní osvětlenosti pro okno s trojsklem

Z doložených výsledků vyplývá, že v případě okna s jednosklem tato poučka je platná. Z výstupů z programu WDLS [2] je dále zřejmé, že se s přibývajícím počtem zasklení snižuje v interiéru hodnota činitele denní osvětlenosti. Pokud bychom chtěli, aby činitel denní osvětlenosti zůstal stejný jako je u prvního příkladu s jednosklem, musí se zvětšit plocha okna. Pokud bychom stávající okno s jednosklem nahradili novým oknem s dvojsklem s požadavkem na zachování hodnoty činitele denní osvětlenosti, pak by se plocha okna musela zvětšit o 20 %. V případě výměny okna za okno s trojsklem, pak by se plocha okna musela zvětšit o 40 %.

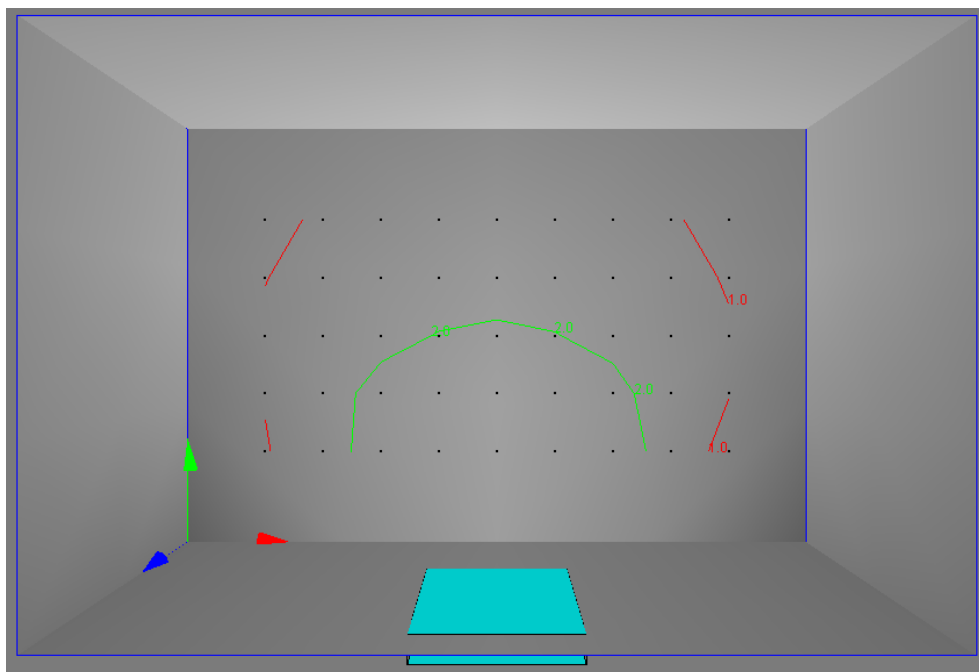
Tab. 3.: Shrnutí výsledků

Velikost okna [m]	Plocha okna A[m ²]	Počet skel [ks]	Hodnota činitele denní osvětlenosti v kontrolním bodě D [%]	Normový požadavek činitele denní osvětlenosti v kontrolním bodě D _N [%]	Zvětšení plochy okna [%]	Návrhový odhad poměru plochy okna k podlahové ploše místnosti
1,20x1,50	1,80*	1	1,07	0,7	-	1/10
1,45x1,50	2,20*	2	1,03	0,7	+20	1/9
1,70x1,50	2,55*	3	1,03	0,7	+40	1/7

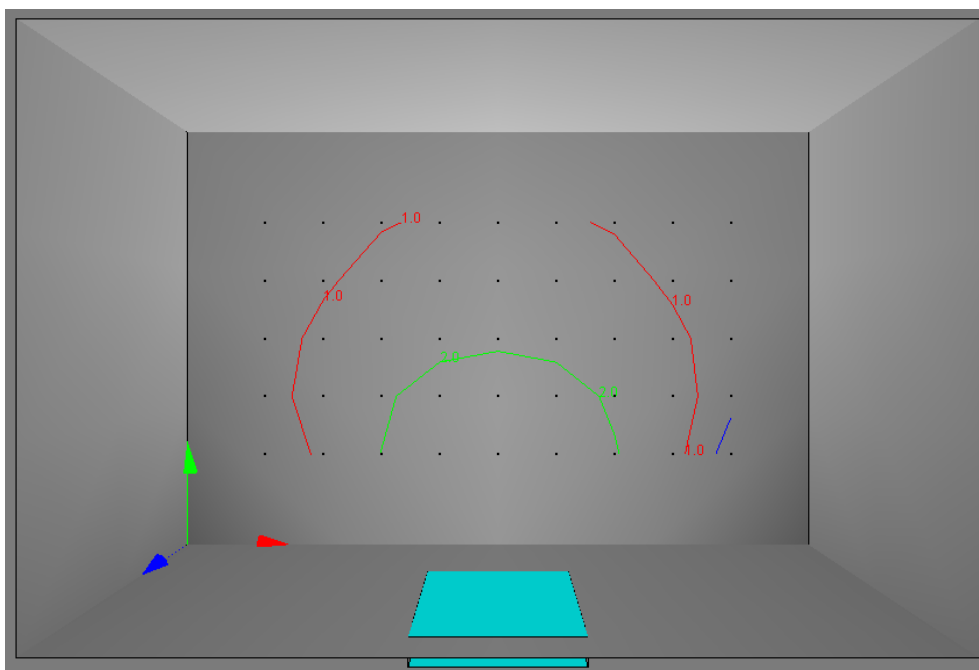
Poznámka:

* Plocha okna byla navyšována na šířce okna, jelikož navyšování výšky okna je limitováno výškou místnosti.

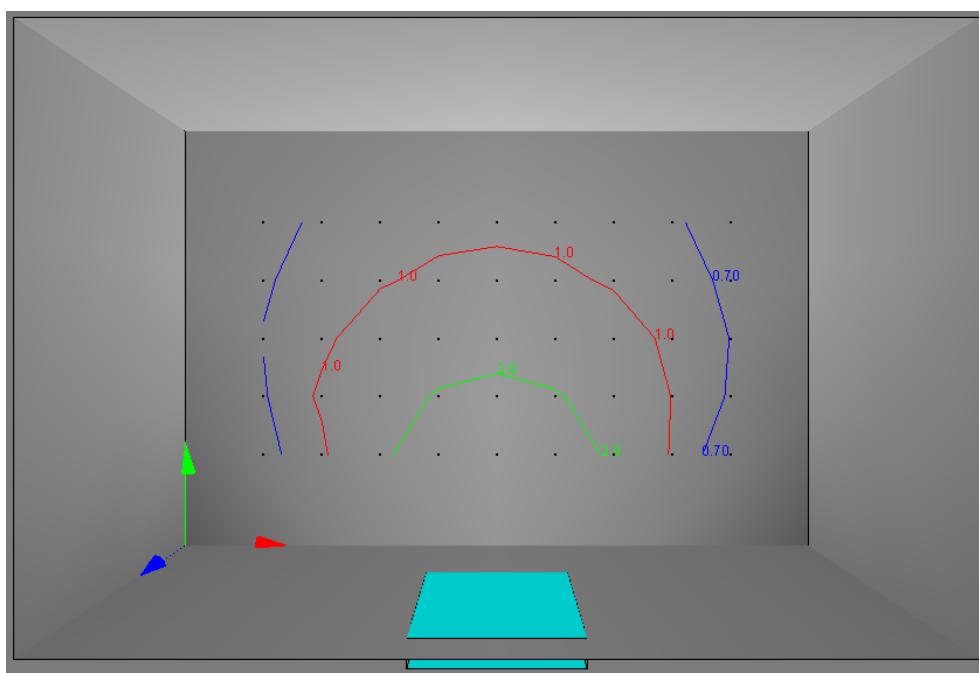
Doložené obrázky zobrazují pomocí křivek hodnoty činitele denního osvětlení interiéru ve srovnávací místnosti. Pro zobrazení je použita srovnávací rovina ve výšce 850 mm nad podlahou se soustavou kontrolních bodů v síti 500x500mm.



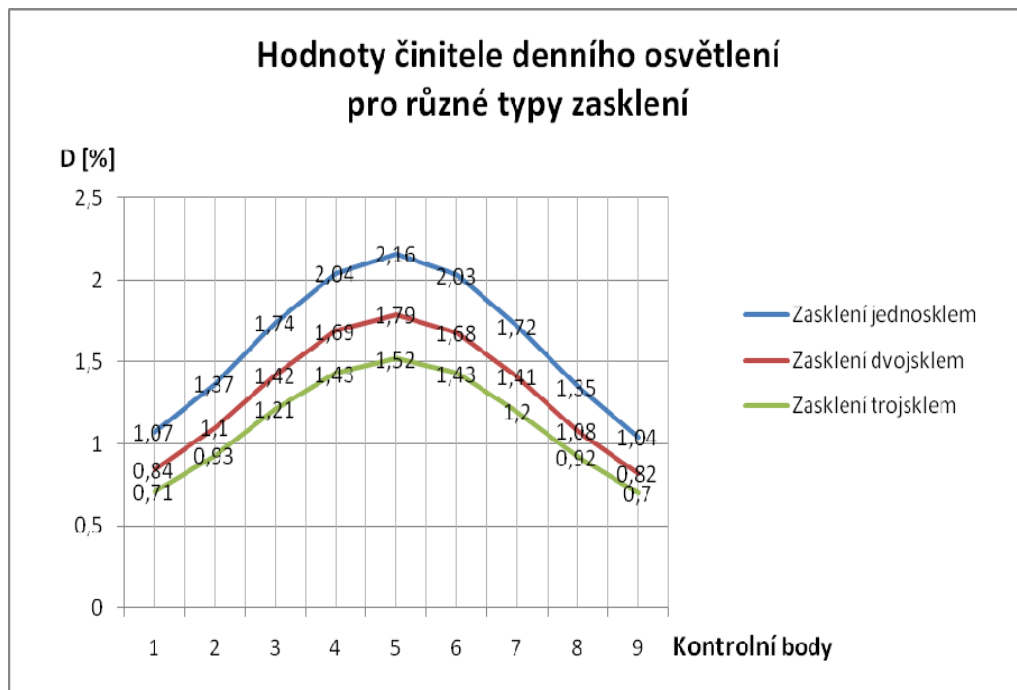
Obr. 6.: Křivky zobrazující hodnoty denního činitele osvětlenosti pro okno s jednosklem



Obr. 7.: Křivky zobrazující hodnoty denního činitele osvětlenosti pro okno s dvojsklem



Obr. 8.: Křivky zobrazující hodnoty denního činitele osvětlenosti pro okno s trojsklem



Graf. 1.: Hodnoty činitele denního osvětlení pro různé typy zasklení

4 ZÁVĚR

V příspěvku bylo zjištěno, že kritérium poměru plochy okna k podlahové ploše místnosti podle ČSN 73 0020 Obytné budovy z roku 1955 platí pouze pro jednoduché zasklení. V případě osazení dvojskel je nutno kritérium změnit z $1/10$ na $1/9$ podlahové plochy navrhované místnosti, v případě použití trojskla je vhodné použít v prvotním návrhu okenní otvor o velikosti $1/7$ podlahové plochy.

LITERATURA

- [1] ČSN 73 0580/2008 Denní osvětlení budov; Praha: český normalizační institut, 2008.
- [2] WDLS ASTRA a.s. - Výpočet denního osvětlení dle ČSN 73 0580.

Oponentní posudek vypracoval:

Doc. Ing. Pavol Ďurica, CSc., Žilinská univerzita v Žiline, Stavebná fakulta, Katedra pozemného stavitel'stva a urbanizmu, Žilina.

Ing. Daniela Štaffenová, PhD., Žilinská univerzita v Žiline, Stavebná fakulta, Katedra pozemného stavitel'stva a urbanizmu, Žilina.

Lubomír MARTINÍK¹

**VYUŽITÍ KOGENERACNÍ JEDNOTKY PRO OHŘEV TEPLÉ VODY A VÝROBU
ELEKTRICKÉ ENERGIE V PANELOVÉM DOMĚ P1.13**

**APPLICATION OF CO-GENERATION UNITS FOR HOT WATER HEATING
AND ELECTRICITY GENERATION IN PREFAB P1.13**

Abstrakt

Je pravdou, že kogenerace u nás ještě nezaujímá takovou pozici, jakou si zaslouží. V naší zemi jsou těmito jednotkami vybavovány spíše větší zemědělské komplexy a větší objekty s nedostatečnou kapacitou elektrické sítě. V jiných zemích EU, například na Slovensku, je vývoj již mnohem dále a kogenerační jednotky se s úspěchem osazují i do obytných souborů a mikrokogenerační jednotky dokonce do rodinných domů. Dnes jsou využívány i trigenerační jednotky pro administrativní budovy a nákupní centra.

Jejich nespornou výhodou je především lepší rozložení elektrického výkonu během dne i roku a tím i velká podpora ze strany energetických koncernů a výkupců energie. Kogenerační jednotky jsou na vzestupu i přesto, že fotovoltaika právě stagnuje.

Klíčová slova

Kogenerace, P1.13, Tedom, panelový dům, denní potřeba tepla.

Abstract

It is true that the CHP does not hold still with us such a position deserves. In our country, these units are equipped with rather more complex and larger agricultural buildings with inadequate electricity supply capacity. In other EU countries are already much further development of a cogeneration unit is successfully fitted into residential units, micro-files and even into houses, for example in the Slovakia. Today they are used as three-generation units for office buildings and shopping centers.

Their advantage is above all a better distribution of electric power during the day and year, and by and large support from the energy conglomerates and výkupců energy. CHP units are on the rise despite the fact that photovoltaics was stagnating.

Keywords

Cogeneration, P1.13, Tedom, prefab, daytime heat requirement.

¹ Ing. Lubomír Martiník, Katedra prostředí staveb a TZB, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Poděště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 975, e-mail: lubomir.martinik@vsb.cz.

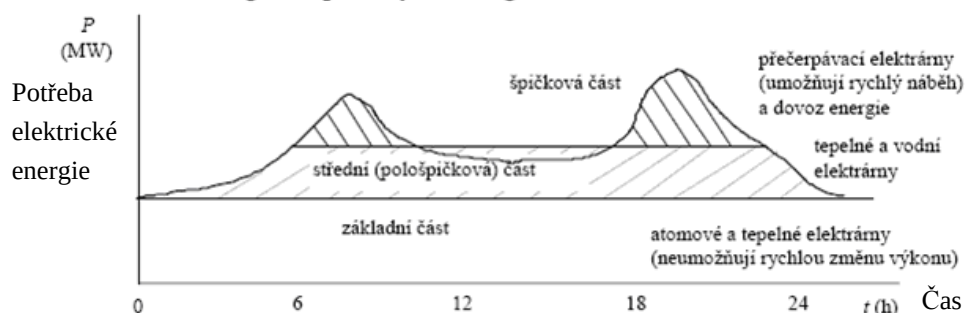
1 ÚVOD

Kogenerační jednotky jsou dnes často využívány v průmyslových aplikacích a větších objektech, které mají do svého provozu začleněnu výrobu bioplynu.

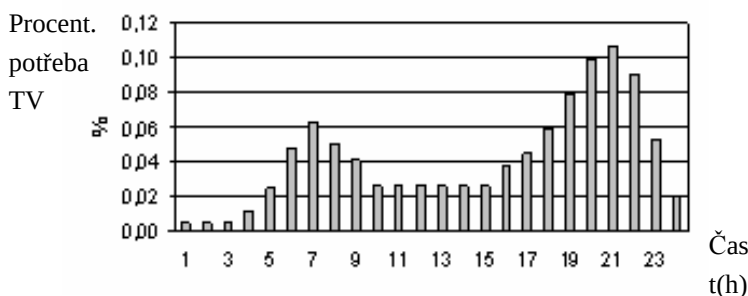
Principiálně jde vlastně o přepřítovaný motor, přizpůsobený k provozu na zemní plyn, bioplyn nebo LPG, který je přes hřídel spojený se synchronním nebo asynchronním generátorem, ve kterém probíhá výroba elektrické energie. Stroj je většinou optimalizován na ideální otáčky z hlediska spotřeby, emisí, hluku atd. Jako sekundární výstup se užívá teplo odebírané z chladicího okruhu, olejového hospodářství a na výfuku. Například pístové plynové kogenerační jednotky mají běžně teplotní spád 90/70°C.

2 POUŽITÍ JEDNOTKY V KOMPLEXU PANELOVÝCH DOMŮ

Pro využití kogeneračních jednotek v bytových objektech mluví především podobnost křivek denní potřeby teplé vody a elektrické energie v bytových objektech.



Obr. 1: Denní měrný profil potřeby el. Energie [7]



Obr. 2: Denní měrný profil potřeby teplé vody v bytech [5]

Během dne a roku se potřeba elektrické energie ve veřejné síti neustále mění. Kogenerační jednotka dokáže na tuto potřebu relativně pružně reagovat.

Pokud se kogenerační jednotka podílí výraznějším způsobem na dodávce elektrické energie do sítě při pokrývání špičkových zatížení elektrizačního systému dané lokality, je řízena podle požadavku dispečinku rozvodné soustavy [3].

Pokud se kogenerační jednotka používá jako zdroj tepla pro vytápění a ohřev vody, musí být vybavena sekundárním okruhem, který zajišťuje vývod tepla do otopného systému. Pokud není možné odvést plný tepelný výkon kogenerační jednotky, je vhodné doplnit systém chladicím zařízením pro nouzové chlazení [3].

2.1 Objekt v původním stavu

Pro integraci kogenerační jednotky byl zvolen stávající objekt v Ostravě poblíž ČEZ arény. Jde o dvojici bodových panelových domů v konstrukční soustavě P1.13, které jsou ve správě

městského obvodu Ostrava – Jih. Tyto objekty jsou v nevyhovujícím stavu z hlediska tepelně – izolačních vlastností.

Na jednom z objektů jsou vyměněna okna a na druhém objektu jsou vyměněna okna jen ve společných prostorách a objekt je kontaktně zateplen tepelně izolační vrstvou tl. 70 mm z polystyrenu a minerální vlny. Třída energetické náročnosti budovy je E – nevhodná. Energetický štítek obálky budovy je E – nevhodná.



Obr.3: Fotografie objektu pro revitalizaci

Objekty mají 12. nadzemních podlaží, suterén a na střeše strojovnu výtahu a prádelnu. V každém podlaží jsou 4 byty 3+1 a jeden byt 1+1.

V okolí budovy je horkovodní výměňková stanice, dva větší objekty občanské vybavenosti a nízká obytná zástavba rodinných domů.

2.2 Navrhované úpravy

Pro zlepšení tepelně – izolačních vlastností dojde k zateplení obvodového pláště 200mm polystyrenem Multitherm NEO do 12m výšky a nad výškou 12m je minerální vlna. Budou vyměněna všechna zbývající okna, částečně zazděny a zaskleny lodžie. Dále bude zateplen strop nad suterénem a v suterénu budou provedeny stavební úpravy, které jsou nutné pro osazení sestavy kogeneračních jednotek a nutného příslušenství.

Každý z panelových domů má 60 bytových jednotek a společné prostory v suterénu, na střeše a na chodbách. Třída energetické náročnosti budovy je C1– vyhovující. Energetický štítek obálky budovy je B – úsporná.

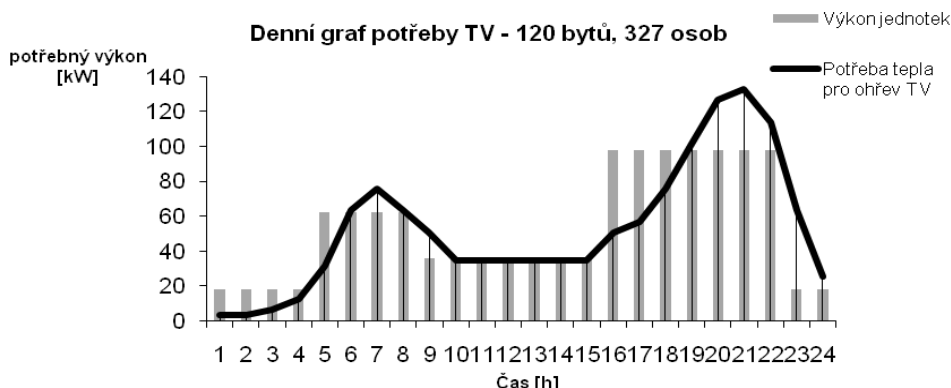
Stávající výměňková stanice bude zachována pro potřeby vytápění objektu. V suterénu objektu bude po úpravách osazena sestava tří kogeneračních jednotek na zemní plyn s asynchronním generátorem 2x TEDOM T7 a 1x TEDOM T30.



Obr. 4: Vizualizace navrhovaných stavebních úprav

2.3 Návrh kogenerační jednotky

Kogenerační jednotka bude využita na ohřev teplé vody ve výše zmíněném panelovém domě právě z důvodu podobnosti křivek potřeby elektrické energie v ČR a potřeby teplé vody v bytových domech. Aby kogenerační jednotka co nejlépe pokryla potřebu tepla a zároveň co nejlépe kopírovala potřebu elektrické energie ve veřejné síti, bude v objektu osazena sestava tří jednotek. Dvě mikrokogenerační jednotky TEDOM T7 a jednu T30. Předběžný odhad pokrytí potřeby tepla pro ohřev vody v objektu je na obr. 5.



Obr. 5: Podíly kogeneračních jednotek na pokrytí potřeby tepla pro ohřev TV

Rozložením výkonu mezi tři jednotky lze dosáhnout plynulé regulace dle potřeb objektu, popř. potřebám rozvodné sítě. Navíc se jednotky mohou střídát a prodlužuje se tím interval servisních prohlídek.

V zimním období budou jednotky pracovat ve své maximální účinnosti v případě, že bude rozvodná síť schopná přijímat, čímž lze ušetřit nejen na vytápění, ale i na prodeji elektrické energie do rozvodné sítě.

Ohřev teplé vody v objektu bude realizován poloprůtokovým způsobem. Nahříván bude špičkový zásobník TV a voda do něj vstupující bude ohřívána průtokem přes protiproudý deskový výměník.

2.4 Vstupní parametry a výpočet potřeb energií

Ve dvojici panelových domů o celkem 120-ti bytech bydlí 327 osob. Díky demograficky barvitému obyvatelstvu v tomto objektu lze uvažovat s dobrým kopírováním křivky potřeby vody. Při uvažované denní potřebě teplé vody 82 litrů na osobu [2,8] a uvažovaném koeficientu současnosti odběru 0,9 vychází celková potřeba tepla pro ohřev teplé vody 1265 kWh/den.

Na základě diagramu rozložení potřeby teplé vody v bytových domech byl vytvořen matematický model v programu excel. Podle tohoto modelu bylo navrženo optimální rozdělení výkonu jednotek při jejich plném výkonu a zaneseno do diagramu, jak je uvedeno na obr. 6. Co se týká přesné regulace, je možné jednotku vyregulovat přesně řídicími jednotkami. Při tomto rozvržení má jednotka výkon 1294 kWh/den.



Obr. 6: Elektrický výkon jednotek v průběhu dne při pokrytí potřeby tepla

3 EKONOMICKÉ, EKOLOGICKÉ A BEZPEČNOSTNÍ ZHODNOCENÍ ŘEŠENÍ

3.1 Ekonomické zhodnocení

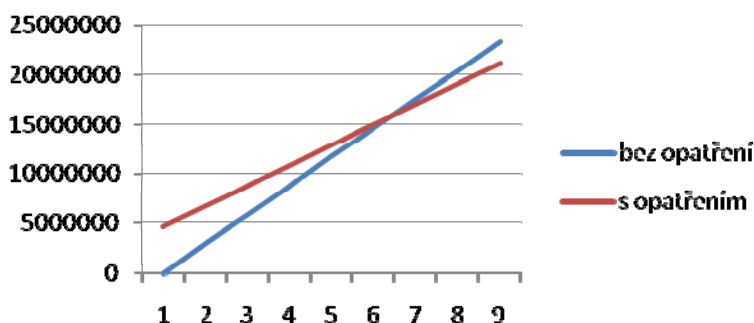
Ve stávajícím stavu spotřebuje objekt 903 GJ/r[4], jinak též 250,833 MWh/r pro ohřev teplé vody. Tento údaj vypovídá o tom, že průměrná spotřeba teplé vody v objektu je necelých 50 litrů teplé vody na osobu denně. Ve všech dalších kalkulacích bude počítáno se spotřebou 82 litrů před i po rekonstrukci [2,8], aby byly výsledky průkazné.

Při spotřebě 82 l/os*den je celková cena tepla z horkovodní výměníkové stanice 738 306,5 Kč/rok.

Při spotřebě zemního plynu kogeneračních jednotek dosáhneme při tarifu pro maloodběratele nad 63 000m³ ceny 803 098,3 Kč/rok za zemní plyn. Nutno si však uvědomit, že při tomto zatížení vyrobí sestava kogeneračních jednotek celkem 213 160 kWh/rok, což při vysokém tarifu uspoří na elektrické energii 927 246 Kč/rok. Celková úspora je tedy 832 454,2 Kč/rok. Životnost tohoto systému dle technického oddělení TEDOM je zhruba 20 let. Zajištění pravidelného servisu stojí ročně 20 – 30 tisíc Kč servis.

Investiční náklady a náklady na montáž se odhadují zhruba na 4 600 000 Kč dle technického poradce firmy TEDOM a v této ceně je také 3 roky bezplatný servis [6].

Celková ekonomická návratnost, nezapočítávající nepředvídatelné vlivy a případné dotace je tedy cca 5,5 roku. Tuto návratnost může negativně ovlivnit ještě atypické řešení odvedení spalín nad střechu objektu, avšak stále je doba návratnosti v ostrovním provozu velmi krátká vzhledem k životnosti zdroje. Tato návratnost se velmi zhorší, pokud budeme energii dodávat do sítě.



Obr. 7: Finanční náročnost projektu v horizontu deseti let

Na Žofínském fóru konaném 28. 2. 2011 byla prezentována nová vize české energetiky a ministr průmyslu a obchodu Ing. Martin Kocourek přislíbil podporu společné výroby elektrické energie a tepla. Při provozu jednotky v tomto režimu bude rozložení elektrického výkonu v průběhu dne odpovídat právě této vizi.

3.2 Ekologické a bezpečnostní zhodnocení

Ekologický přínos je dán hlavně snížením množství primárního paliva při rovnocenném uspokojení energetických potřeb. Kogenerace se však v poslední době velmi rozšířila i na využívání obnovitelných paliv – bioplynů, skládkových plynů či plynů ze zemědělských bioplynových stanic. V Evropě se dokonce začíná rozvíjet tzv. energetické zemědělství, které plánovaně pěstuje zemědělské plodiny vhodné pro výrobu bioplynu, který je použit pro kogenerační výrobu. Tento typ zemědělství by mohl pomoci i u nás. Navíc celkové emise na 1 MW jsou menší než emise stávajících tepelných elektráren na 1 MW výkonu [1].

Kogenerační systémy lze s výhodou použít u všech typů panelových domů, u některých, které už mají částečně řešenou vzduchotechniku, lze se zvýšením efektu využít i jednotek trigeneračních.

Při využití kogeneračních jednotek můžeme použít dálkové řízení systémů z centrálního dispečinku rozvodných sítí a tím docílit přesné výroby energie v místě a čase potřeby a to vše s rychlým náběhem. S notnou mírou nadsázky by se dalo říci, že v případě masového rozšíření, by se mohly některé tepelné elektrárny odstavit z provozu a malé rozdíly v pokrytí by řešily elektrárny vodní a přečerpávací, hlavní část potřeby by potom zajišťovaly elektrárny jaderné.

Co se ekologie týká, kogenerační výroba elektrické energie má velký potenciál, protože kromě spalování plynu nabízí i spalování ekologických paliv a v budoucnu se jako ideální alternativa nabízí vodíkový pohon. V tomto případě by se energetika centrální, jak ji známe, konvertovala na energetiku lokální a ekologicky únosnou.

Tímto způsobem by potom panelové domy pomáhaly vyrovnávat potřebu elektrické energie v daných oblastech a navíc by se díky decentralizaci zdrojů energie snížilo do budoucna potenciální nebezpečí teroristického útoku na energetická zařízení.

4 ZÁVĚR

Uvědomme si, že panelové domy tvoří značnou část našeho bytového fondu. Tato zástavba je roztroušena v různých částech měst a většinou jejich blízké okolí tvoří opět obytná zóna. Výhodou tohoto umístění je, že jak panelové domy, tak ostatní obytné a rodinné domy mají téměř stejnou charakteristiku potřeby tepla i elektřiny. Pokud bychom tedy předpokládali, že doplnění panelového domu o účinnou kogenerační jednotku by se stalo běžnou procedurou, pak docílíme efektu roztroušených malých elektráren včleněných do obytné zástavby s naprostým minimem přenosových ztrát.

Kogenerační a trigenerační jednotky se používají masově a jejich stabilita a efektivita je prokázána. Je tedy na čase uvažovat kam dál se tyto jednotky mohou vyvíjet a specializovat. Speciální aplikace pro panelové domy mohou být novou cestou pro vývojáře kogeneračních a trigeneračních jednotek jak z hlediska účinnosti a poměru výkonu jednotlivých výstupů, tak z hlediska ochrany proti hluku a hromadné údržby v obytných celcích.

PODĚKOVÁNÍ

Panu Ing. Zdeňku Jaroňovi a Ing. Pavlu Oravcovi za odbornou konzultaci.

LITERATURA

- [1] KRBK, J., POLESNÝ, B., Malé kogenerační jednotky v komunální a průmyslové energetice, PC-DIR, 1999.
- [2] ČSN 06 0320
- [3] KOUDELKA C., Kogenerační jednotky, únor 2004, výukový materiál katedry obecné elektroenergetiky, FEI-VŠB.
- [4] Údaje získané z majetkové správy městského obvodu Ostrava-Jih.
- [5] www.tzb-info.cz
- [6] www.tedom.cz
- [7] KOLÁŘ, V., Výroba a rozvod elektrické energie, květen 2000, výukový materiál katedry obecné elektroenergetiky, FEI-VŠB.
- [8] EN 15316

Oponentní posudek vypracoval:

Doc. Ing. Vladimír Jelínek, CSc., Fakulta stavební, Katedra technických zařízení budov, České vysoké učení technické v Praze.

Doc. Ing. Ján Takács PhD., Stavebná fakulta, Katedra technických zariadení budov, Slovenská technická univerzita v Bratislave.

Petra TYMOVÁ¹

EKONOMICKÉ VYHODNOCENÍ PROVOZU TEPELNÝCH ČERPADEL V AREÁLU ŠKOLY
ECONOMIC EVALUATION OF THE OPERATION OF HEAT PUMPS IN THE AREA SCHOOL

Abstrakt

V současné době roste celosvětově spotřeba veškerých energií a očekává se její další růst. Je důležité se zamýšlet nad hospodařením veškerými druhy energií, protože mají vliv na ekologii i ekonomii světa. Výroba energie, která je v současnosti zaměřena hlavně na využívání fosilních paliv, je trvale neudržitelným stavem. Proto se stále častěji přistupuje k využití obnovitelných zdrojů energie, které výrazně přispějí ke zpomalení vyčerpávání neobnovitelných přírodních zdrojů. Článek se zabývá problematikou vhodné instalace tepelných čerpadel ve stavebních objektech v návaznosti na ekonomiku provozu tepelného čerpadla.

Klíčová slova

Ekologie, ekonomie, obnovitelné zdroje energie, tepelná čerpadla, stavební objekty.

Abstract

There is no doubt that the actual world-wide energy consumption is permanently growing and there is no reason to expect improvement of this situation in the future. It is very important to come to think of all kind of energy management, because they have economical and ecological impact in the worldwide scale. Today the energy production is mainly fossil fuel oriented but this is not constantly sustainable situation. Another approach, presently supported more frequently than ever, is based on the exploitation of the renewable resource in the energy production process and allows slowing down the non-renewable natural resource exhaustion. This article deals with problems associated with the appropriate thermodynamic heating installation in the building objects in relation installed heat pump running economy.

Keywords

Ecology, economics, renewable resource, heat pumps, buildings.

1 ÚVOD

Byla zkoumána vhodnost použití a provoz tepelných čerpadel v reálném areálu školy, která se nachází na katastrálním území Havířov v části Havířov-Město. Ke zkoumání byl objekt zvolen pro dostupnost, ale především jako průkopnický model v instalaci tepelných čerpadel v objektech podobných vlastností. Dostatečný průkazný počet obdobných srovnatelných projektů není k dispozici, pro dosud malé rozšíření tohoto typu zdroje tepla. Tepelná čerpadla jsou v areálu školy v provozu od roku 2004, kdy byl zahájen zkušební provoz. Období provozu je šestileté, ale k základnímu energetickému a ekonomickému hodnocení pro záměr tohoto posouzení je akceptovatelné. Tento případ považuji za dostačující vodítko při aplikaci obnovitelných zdrojů,

¹ Ing. Petra Tymová, Ph.D., Katedra prostředí staveb a TZB, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 352, e-mail: petra.tymova@vsb.cz.

v tomto případě tepelných čerpadel, v objektech podobného typu, stavební konstrukce a obdobných tepelně technických vlastností.

V první řadě bylo nutno zpracovat data spotřeby elektrické energie pro technologii a zázemí tepelných čerpadel z období 2004-2010 a ve druhé řadě data udávající spotřebu dodané energie centrálním zásobováním teplem v období 2000-2004.

2 STAVEBNÍ OBJEKT

a) Situace objektu

Objekty školy byly postaveny v šedesátých letech 20. století. Jsou situovány v Havířově do centra městské zástavby. Nadmořská výška je 320 m n. m. s minimální oblastní teplotou $-15\text{ }^{\circ}\text{C}$ a s chráněnou polohou. Místo výstavby není zařazeno do oblasti s intenzivními větry [1].

Areál školy je tvořen komplexem tří objektů a tvoří uzavřený systém. Objekty mají až na tělocvičnu stejný provozní využití.



Obr. 1: Hlavní budova areálu školy [4]



Obr. 2: Tělocvična a krček areálu školy [4]

b) Stavební část

Nosné konstrukce jednotlivých objektů jsou typovým železobetonovým montovaným skeletem, navrženým dle platných směrnic a norem v době výstavby a se zřetelem na poddolované území. Objekt „Hlavní budova“ je podsklepený s třemi nadzemními podlažími, objekt „Krčku“ je dvoupodlažní, nepodsklepený. Tělocvična je podsklepena. Obvodový plášť je z plných cihel tloušťek 600 mm a 450 mm. Střechy jsou ploché jednoplášťové, střecha na tělocvičně je pultová, konstrukce dle norem platných v době výstavby.

Výplně otvorů jsou:

- okna s dřevěným rámem se zdvojeným zasklením, otevíravá a kyvná;
- dveře s dřevěným rámem s jednoduchým zasklením, otevíravá;
- okna v kovovém rámu s jednoduchým zasklením (šatna v 1. PP, tělocvična, krček), otevíravá.

Z důvodu snižování spotřeby energie byla v roce 1995 tepelně izolována střecha na objektech kromě tělocvičny. Střešní konstrukce byla izolována tloušťkou 120 mm tepelnou izolací FLEXOPER.

V roce 2001 byla provedena výměna oken. Ocelová okna s jednoduchým zasklením v tělocvičně, v krčku a suterénních místnostech byla zaměněna okny s polykarbonátovou výplní.

V roce 2003 byl revitalizován objekt „Hlavní budova“. Zateplení bylo navrženo podle výpočtu tepelně technického posouzení konstrukcí dle ČSN 730540 (platnost od 2002 do 2007). Objekt je zateplen kontaktním systémem z tepelné izolace z desek ze stabilizovaného samozhášivého polystyrénu tloušťky 80 mm a z tenkovrstvé probarvené silikátové omítky. Zateplení je provedeno po celém obvodu objektu, od okapového chodníku až po horní okraj atiky pod oplechování.

c) Vytápění a teplá voda do roku 2003

Teplovodní vytápění objektu bylo zajištěno ze systému centrálního zásobování teplem (Havířovská teplárenská společnost a.s.) s teplotním spádem 90/70 °C. Regulace celého systému byla centrální, automaticky stavitelná, se základní ekvitermní regulací, zajišťována dodavatelem tepla na předávací stanici, která je umístěná mimo objekty školy. V hlavní budově areálu školy byla provedena „jemná“ regulace ve čtyřech samostatných topných větvích – chodby, učebny, tělocvična a byt dle venkovní teploty a referenčních vnitřních čidel umístěných ve vytápěných prostorách.

V roce 1994 byla realizována opatření na úsporu tepla vytápěním. Byla provedena částečná rekonstrukce topných rozvodů a byly instalovány regulační ventily s termostatickou hlavicí (zajištěnou proti odcizení) na všech otopných tělesech v areálu školy.

Teplá voda byla dodávána z centrálního zásobování tepla, hlavně pro úklid v celém areálu. Byl instalován i elektrický akumulací ohřev, ale jen jako záloha. V bytě školníka byla v provozu kombinace centrální dodávky teplé vody a plynového ohřevu.

3 SOUČASNÝ STAV OBJEKTU (OD ROKU 2004)

15. 6. 2004 došlo k bezplatnému odpojení areálu školy od centrálního zásobování teplem a to bez dalších podmínek od dodavatele tepla (Havířovská teplárenská společnost a.s.).

Od května 2004 byl spuštěn zkušební provoz instalovaných tepelných čerpadel. Byla vybudována technická místnost tepelných čerpadel v suterénu hlavní budovy.



Obr. 3: Odpojení areálu školy od CZT [4]

Primární okruh

Pro primární zdroj tepla bylo provedeno dvacet kusů (12 x 115 m a 8 x 115 m) hloubkových vrtů umístěných na pozemku školy kolem hřiště. Do jednotlivých vrtů byla umístěna dvojice polyetylenových trubek průměru 40 mm (1 x smyčka tvaru „U“) a byly vyplněny bentonitovou směsí.

Sekundární okruh

Pro vytápění a přípravu teplé vody byla instalována kaskáda pěti kusů tepelných čerpadel IVT GREENLINE F35 ($5 \times 34,9 \text{ kW} = 174,5 \text{ kW}$). Zvolena kaskáda tepelných čerpadel byla doplněna bivalentním zdrojem tepla - samostatným elektrokotlem ($3 \times 20 \text{ kW} = 60,0 \text{ kW}$), který spíná kaskádovitě jednotlivé topné spirály.

Topná voda s teplotním spádem $50/43 \text{ }^{\circ}\text{C}$ ze zdroje tepla je napojena na stávající rozdělovač a sběrač do jednotlivých topných okruhů.



Obr. 4: TČ IVT GREENLINE F35 [4]



Obr. 5: Elektrokotel 3 x 20 kW [4]

Teplá voda

Teplá voda je připravována v akumulčním zásobníku ACV typu JUMBO o objemu 1000 l. Je napojena na rekonstruované rozvody, zásobující pouze hygienické zařízení v tělocvičně. Byt školníka má vlastní zdroj – elektrický zásobníkový ohřívač. V předsíňkách jednotlivých WC jsou umístěny lokální ohřívače vody včetně armatury.

4 VÝSLEDKY SKUTEČNĚ SPOTŘEBOVANÉ ENERGIE AREÁLU BUDOV ŠKOLY NA VYTÁPĚNÍ A OHŘEV TEPLÉ VODY

Pro výpočet hodnoty skutečně spotřebované energie, byl prováděn odečet z měřidla v období od instalace tepelných čerpadel - říjen 2004 do května 2010. Hodnoty jednotlivých denních spotřeb byly odečítány denně na elektroměru, který zaznamenává dvojí tarifní spotřebu – nízký a vysoký tarif. Elektroměr odečítá spotřebu energie pro celou technologii tepelných čerpadel, to znamená spotřebu energie pro ohřev topné vody, přípravu teplé vody a pomocnou energii.

Tab. 4.1: Skutečně spotřebovaná energie pro vytápění a ohřev teplé vody za jednotlivé měsíce od zahájení zkušebního provozu tepelných čerpadel (10/2004-2007)

Měsíc	2004/2005		2005/2006		2006/2007	
	[kWh]	[GJ]	[kWh]	[GJ]	[kWh]	[GJ]
září	0,0	0,0	2224,0	8,0	2080,0	7,5
říjen	13480,0	48,5	8448,0	30,4	6204,0	22,3
listopad	24472,0	88,1	23364,0	84,1	16704,0	60,1
prosinec	27500,0	99,0	30056,0	108,2	16632,0	59,9
leden	35536,0	127,9	49172,0	177,0	27604,0	99,4
únor	40092,0	144,3	34520,0	124,3	24436,0	88,0
březen	35832,0	129,0	33436,0	120,4	20936,0	75,4
duben	11496,0	41,4	11688,0	42,1	9128,0	32,9
květen	4660,0	16,8	5000,0	18,0	2564,0	9,2
červen	5063,0	18,2	5840,0	21,0	2312,0	8,3
červenec	1902,0	6,8	3266,0	11,8	1316,0	4,7
srpen	1783,0	6,4	1970,0	7,1	1980,0	7,1

Pozn.: Odečet prováděn denně na elektroměru

Tab. 4.2: Skutečně spotřebovaná energie pro vytápění a ohřev teplé vody za jednotlivé měsíce v období 2007-2010

Měsíc	2007/2008		2008/2009		2009/2010	
	[kWh]	[GJ]	[kWh]	[GJ]	[kWh]	[GJ]
září	4284,0	15,4	4796,0	17,3	2654,0	9,6
říjen	10636,0	38,3	8728,0	31,4	10170,0	36,6
listopad	20664,0	74,4	13076,0	47,1	17584,0	63,3
prosinec	23612,0	85,0	19548,0	70,4	26405,0	95,1
leden	32488,0	117,0	36728,0	132,2	38407,0	138,3
únor	21648,0	77,9	28796,0	103,7	35014,0	126,1
březen	20336,0	73,2	28848,0	103,9	22928,0	82,5
duben	10816,0	38,9	4528,0	16,3	12149,0	43,7
květen	2508,0	9,0	2487,0	9,0	6539,0	23,5
červen	2860,0	10,3	3173,0	11,4		
červenec	1800,0	6,5	2806,0	10,1		
srpen	1472,0	5,3	2012,0	7,2		

Pozn.: Odečet prováděn denně na elektroměru

V tabulkách 4.1 a 4.2 jsou uvedeny měsíční skutečné spotřeby energie odečtené denně na elektroměru (sečteny hodnoty vysokého a nízkého tarifu) v období od října 2004 do května 2010. Z uvedených dat jsou patrné rozdíly mezi spotřebami energie v jednotlivých topných obdobích v závislosti na venkovní teplotě.

V období letních prázdnin je odečtený odběr pro přípravu teplé vody pro úklid školy.

Tab. 4.3: Skutečně spotřebovaná energie pro vytápění a ohřev teplé vody za rok v období 2004 až 2007

	2004/2005		2005/2006		2006/2007	
	[kWh]	[GJ]	[kWh]	[GJ]	[kWh]	[GJ]
Skutečná roční spotřeba energie	201816,0	726,5	208984,0	752,3	131896,0	474,8

Tab. 4.4: Skutečně spotřebovaná energie pro vytápění a ohřev teplé vody za rok v období 2007 až 2010

	2007/2008		2008/2009		2009/2010	
	[kWh]	[GJ]	[kWh]	[GJ]	[kWh]	[GJ]
Skutečná roční spotřeba energie	153124,0	551,2	155526,0	559,9	171850,0	618,7

Pozn.: Topná sezóna 2009/2010 měřeno do 05/2010

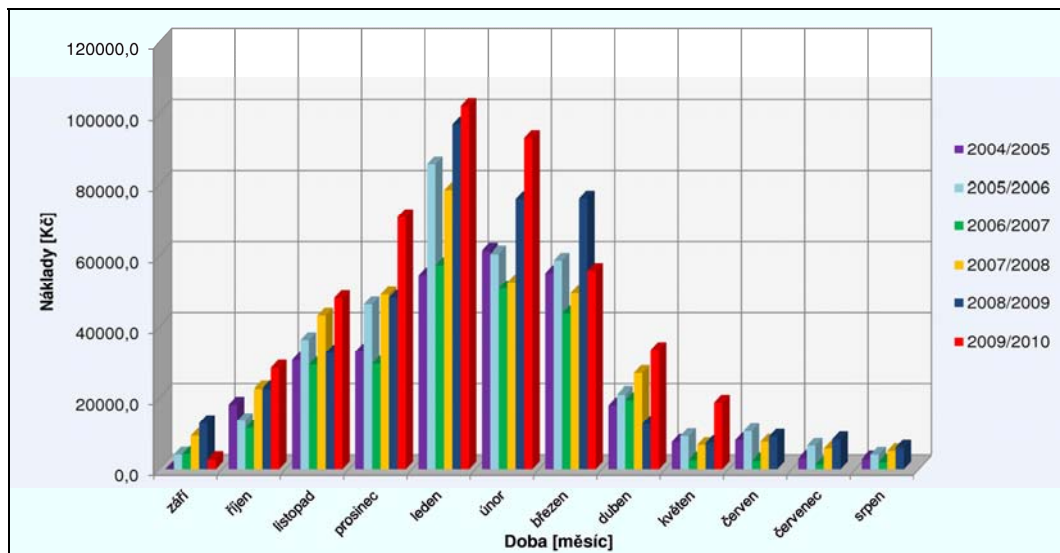
Tabulky 4.3 a 4.4 obsahují naměřené a vypočítané hodnoty roční spotřeby energie pro vytápění, ohřev teplé vody a provoz technologie tepelných čerpadel.

5 EKONOMICKÉ VYHODNOCENÍ

V rámci posuzování provozu tepelných čerpadel bylo provedeno ekonomické vyhodnocení jejich provozu a návratnosti finančních prostředků vynaložených na zateplení objektu hlavní budovy a technologie tepelných čerpadel v závislosti na době provozování tepelných čerpadel.

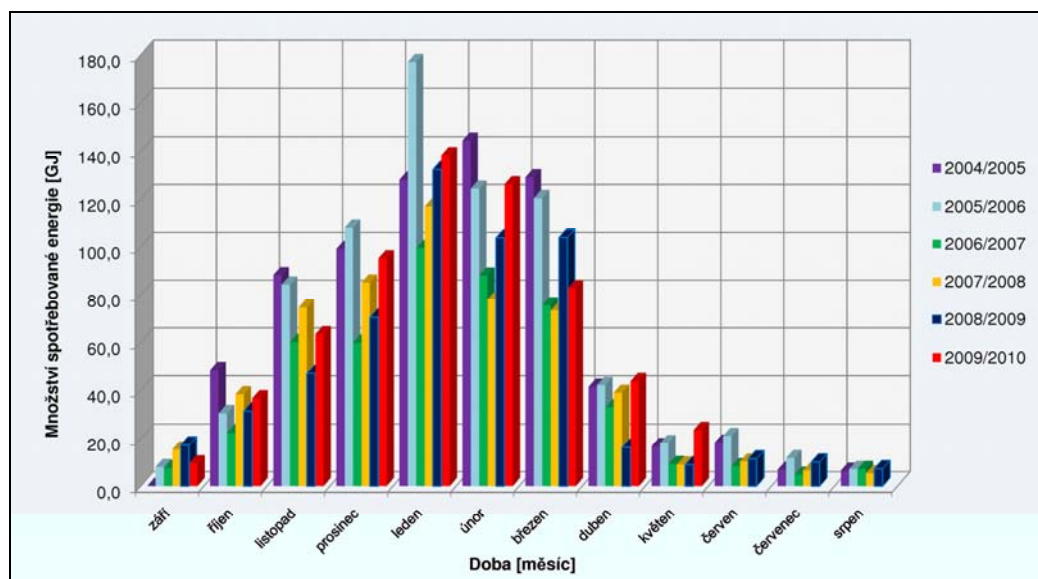
Náklady byly vypočteny ze skutečně spotřebované energie. Provoz a náklady byly sledovány po jednotlivých dnech v období od října roku 2000 do května roku 2010. V období od roku 2000 do září roku 2004 byl areál budov školy zásobován energií z centrálního zdroje tepla (dodavatel Havířovská teplárenská a.s.). V tomto období byl areál budov školy v původním nezatepleném stavu. Od září roku 2004 objekt hlavní budovy školy byl zateplen a do zkušební provozu byla spuštěna tepelná čerpadla.

V grafu 5.1 jsou znázorněny náklady za dodanou energii v jednotlivých měsících v období od října 2004 až do května 2010. Data spotřebované energie byla odečítána denně a následně byla vypočtena dle příslušných tarifů v tehdejších cenových úrovních. Spotřebovaná energie byla dodána pro provoz tepelných čerpadel, bivalentního zdroje a pomocné energie.



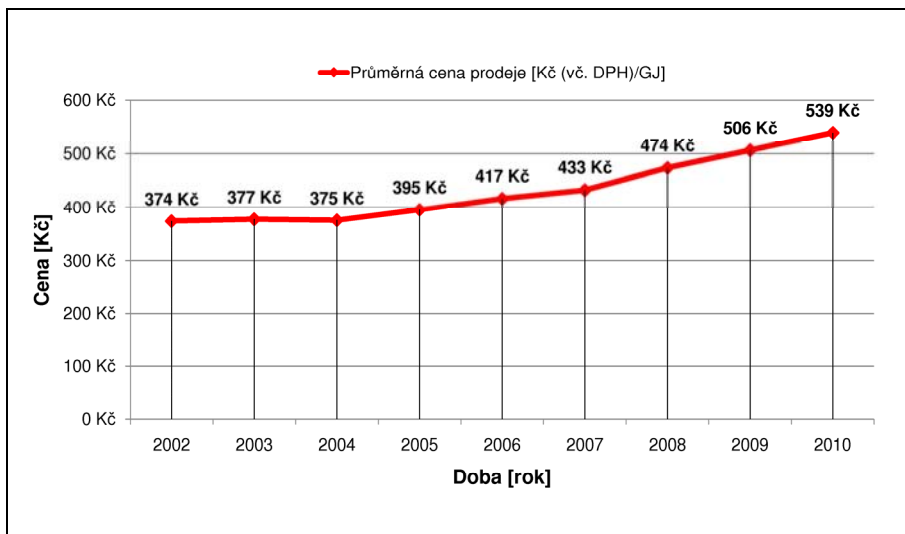
Graf 5.1: Měsíční náklady na energii v období říjen 2004 - květen 2010

Množství spotřebovaného tepla v GJ je uvedeno v grafu 5.2, kde je znázorněno měsíční rozdělení v průběhu výše uvedených let. Pro lepší orientaci jsou pro jednotlivé roky zvoleny stejné barvy jako v grafu 5.1, kde jsou znázorněny náklady na energii.



Graf 5.2: Měsíční spotřeba energie v období říjen 2004 - květen 2010

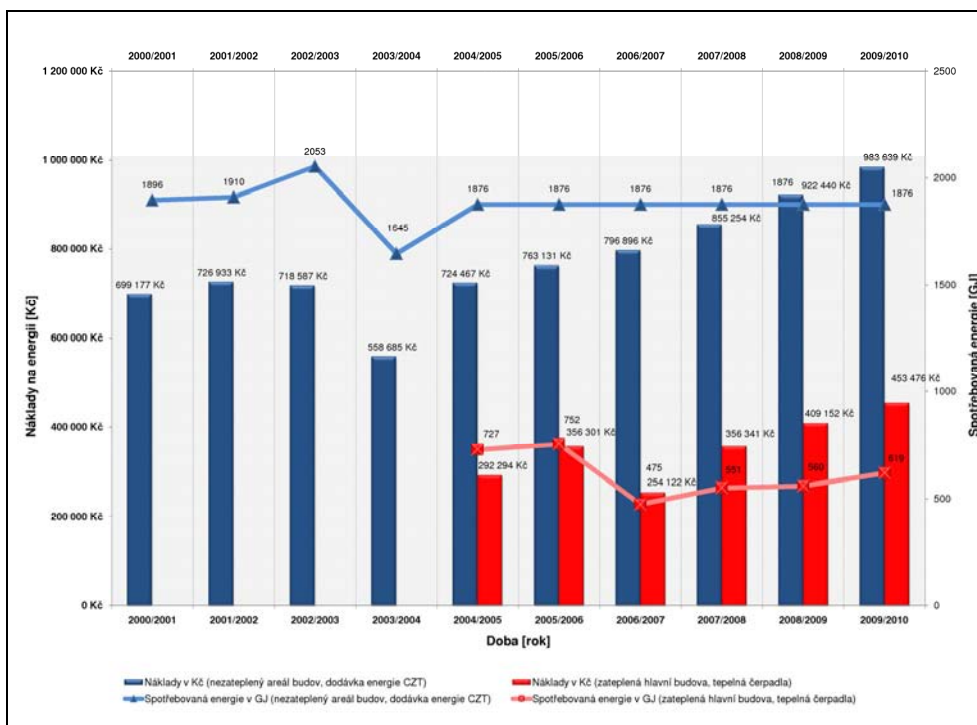
Z grafů 5.1 a 5.2 vyplývá ovlivnění výsledné ceny vzrůstem cen energií v množství dodané energie. Ceny energie dodané (2002 -2004) areálu školy centrálním zásobováním tepla a ceny platné v době provozu tepelných čerpadel (2004-2010) poskytla Havířovská teplárenská a.s., která je dodavatelem energie v dané lokalitě. Vývoj cen za dodanou energii je znázorněn v grafu 5.3.



Graf 5.3: Ceny energie za 1 GJ (dodávka Havířovská teplárenská a.s.)

V grafu 5.4 jsou znázorněny spotřebované energie a ceny za jejich dodávku. Jde o spotřebovanou energii u nezatepleného areálu budov školy v době dodávky energie z centrálního zásobování tepla a spotřebovanou energii při zateplení hlavní budově areálu školy a provozu tepelných čerpadel. Pro znázornění dodávky energie a následné ceny za dodanou energii v období 2004-2010 byla stanovena potřeba energie pro případ nezateplené budovy a dodávky energie z centrálního zásobování teplem.

Výpočet byl proveden z průměrné hodnoty spotřebované energie za uplynulá období. Tato hodnota byla vynásobena skutečnou cenou dodanou Havířovskou teplárenskou, a.s.



Graf 5.4: Spotřebovaná energie a ceny za její dodávku

Aby mohla být posouzena návratnost finančních prostředků investovaných do zateplení objektu hlavní budovy a do technologie tepelných čerpadel, byly porovnány ceny za dodávku energie při stavu nezatepleného areálu budov školy a dodávky energie centrálním zásobováním tepla a při stavu provozování tepelných čerpadel a zateplené části – hlavní budovy areálu školy. Celkové investiční náklady na zateplení a osazení tepelných čerpadel byly 7 594 000,- Kč, z toho:

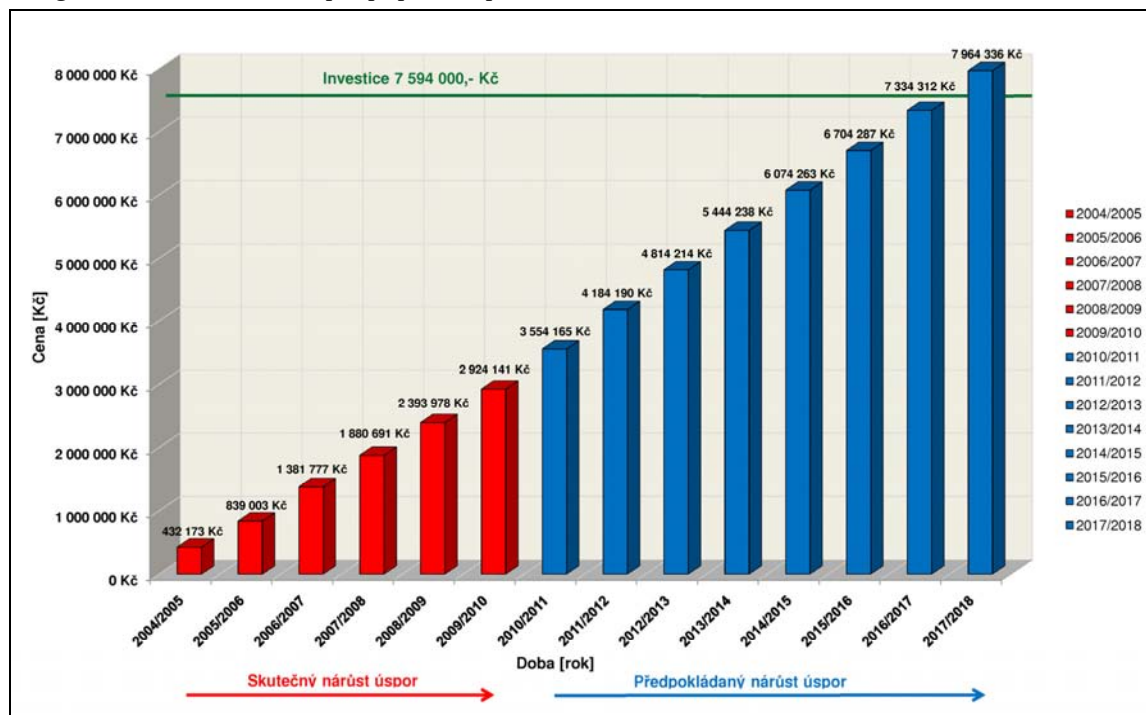
rekonstrukce objektu hlavní budovy	1 489 320,- Kč,
technologie tepelných čerpadel	6 104 680,- Kč.

Zdroje financování investice:

fond životního prostředí – dotace	4 275 000,- Kč,
fond životního prostředí – bezúročná půjčka	1 221 000,- Kč,
investiční dotace – Moravskoslezský kraj	2 098 000,- Kč.

V grafu 5.4 jsou znázorněny ceny za dodávku energií v období 2000- 2010. Byl stanoven rozdíl mezi cenami za dodávku energie bez zateplení s dodávkou centrálního zásobování teplem a po zateplení hlavní budovy s provozem tepelných čerpadel. Tento rozdíl je vlastní úspora finančních prostředků za dodávku energie. Je tedy nutno stanovit kolik let a s jakou úsporou budou kompenzovány investiční náklady. Jak již bylo dříve uvedeno, musela být dodávka energií pro období 2010-2018 odhadnuta pro případ nezatepleného stavu areálu budov školy. Výpočet byl proveden pro období 2010-2018, kdy již bylo provedeno zateplení.

V následujícím grafu 5.5 je znázorněn odhad potřebných finančních zdrojů pro dodávku energie do budoucích období pro případ zateplení.



Graf 5.5: Zobrazení úspor – návratnost investic

Z grafu 5.5 je zřejmé, že dosažení výše investiční částky je mezi lety 2017 a 2018. Z uvedeného vyplývá, že návratnost celé investice se pohybuje okolo 13 -14 roky. Zde je nutno

podotknout, že uvedená doba návratnosti může být snížena v závislosti na budoucím růstu cen energií. Ceny za dodávku energie v letech 2011 - 2017 byly brány v cenové úrovni roku 2010.

6 ZÁVĚR

Z ekonomického vyhodnocení je zřejmá návratnost vynaložených finančních prostředků mezi 13 – 14 roky. Je nutno podotknout, že ekonomické vyhodnocení bylo provedeno bez vlivu inflace na vývoj cen energií.

Životnost tepelných čerpadel se pohybuje okolo 25 let v závislosti na četnosti spínání kompresoru čerpadla. Při vzrůstajícím technickém pokroku i při stávajících cenách kompresorů je nutno jednoznačně konstatovat, že tato investice byla zhodnocená a je výhodná. Osazená tepelná čerpadla země - voda jsou investičně nejnáročnější na pořízení. Jde především o primární okruh tepelných čerpadel (vrtné práce, montáž vertikálních kolektorů,...).

Bylo prokázáno, že tepelné čerpadlo pro tento typ objektů v daných klimatických podmínkách má své opodstatnění opírající se o výsledky analýzy, jejíž závěry mají obecnou platnost a jsou použitelné i v objektech podobného typu.

Z ušetřených finančních prostředků by bylo vhodné provést zateplení zbývajících částí areálu školy, tělocvičny a krčku.

LITERATURA

- [1] ČSN 73 0540-3 : 2005. *Tepelná ochrana budov, Část 3 - Návrhové hodnoty veličin*. Praha: Český normalizační institut, 2005. 95 s.
- [2] Zákon č. 406/2006 Sb., úplné znění zákona č. 406/2000 Sb. *o hospodaření s energií*, v platném znění.
- [3] ŽERAVÍK, A. *Stavíme tepelné čerpadlo*. 1. vyd. Vydáno vlastním nákladem, 2003. 315 s. ISBN 80-239-0275-X.
- [4] Archiv autora.

Oponentní posudek vypracoval:

Ing. Pavel Fojtík, Ph.D., VŠB-TU Ostrava, FMFI, Katedra tepelné techniky.

doc. Ing. Jiří Hirš, CSc., VUT Brno, Katedra TZB.

Petr HORYL¹

POČÍTAČOVÉ MODELOVÁNÍ EXPLOZNÍ ODOLNOSTI ZÁSObNÍKU UHLÍ

COMPUTER SIMULATION OF COAL BUNKER EXPLOSION RESISTANCE

Abstrakt

V případě kolapsu konstrukce sila v důsledku vnitřní exploze, mohou vzniknout vážné a nebezpečné efekty. Z tohoto důvodu je nutné analyzovat tento dynamický problém počítačovým modelováním. Problém je nelineární ze dvou důvodů – geometrických a materiálových vlastností. Výsledkem numerického řešení jsou konstrukční doporučení.

Klíčová slova

Vnitřní exploze, nelineární dynamický problém, zásobník uhlí.

Abstract

In case of silo structure collapse due to internal explosion there could be a serious and dangerous effect. Because of it, it is necessary to analyze this dynamics problem by computer modeling. The problem is nonlinear from the two reasons – geometrical and material properties. Numerical solution resulted in design recommendation.

Keywords

Internal explosion, non-linear dynamic problem, coal bunker.

1 ÚVOD

Podle Eurokódu [1] byla zařazena posuzovaná konstrukce do třídy CC3, což znamená, že v případě poruchy konstrukce od vnitřního výbuchu prachu hnědého uhlí mohou nastat „velké následky poruchy“. Pro analýzu je vhodné použít zdokonalené metody výpočtu jako je dynamická analýza nelineárního výpočtového modelu. Nelinearity jsou dvojího typu a to geometrické a materiálové. Geometrické nelinearity znamenají, že tuhost prvků je závislá na deformaci a v iteračním způsobu výpočtu se v každém kroku musí tuhost přepočítávat. Poněvadž při rázovém charakteru účinku výbuchu dojde s velkou pravděpodobností k rozkmitání konstrukce, je možný vícenásobný přechod meze kluzu materiálu. Proto je nutné zavést kombinovaný bilineární materiálový model oceli s izotropním i kinematickým zpevněním. Pro tento materiálový model potřebujeme mimo meze kluzu a tangenciálního modulu pružnosti šest materiálových konstant, které byly převzaty z disertační práce [2]. Mez kluzu oceli je $\sigma_y = 240$ MPa a tangenciální modul pružnosti je $E_T = 1176$ MPa. Šest konstant popisujících charakter křivky zatěžování nad mezí kluzu má tyto hodnoty (údaje jsou v [MPa]):

Tab. 1: Materiálové konstanty křivky zatěžování

C1	C2	C3	C4	C5	C6
45000	230	400000	3000	5000	0

¹ prof. Ing. Petr Horyl, CSc., dr.h.c. Katedra mechaniky, Fakulta strojní, VŠB-Technická univerzita Ostrava, 17. listopadu 2172/15, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 324 351, e-mail: petr.horyl@vsb.cz.

Nutnost dynamického nelineárního výpočtu je zdůrazněna v normě [1] v odstavci 5.2 Popis zatížení.

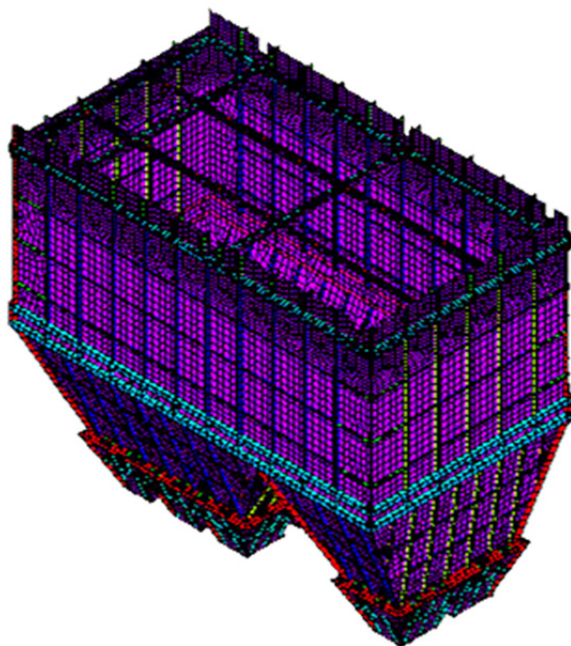
Velmi důležitou informací pro posouzení odolnosti OK zásobníku je odstavec 5.3 citované normy s názvem Zásady navrhování. Zde se definují způsoby, jak omezit účinek vnitřního výbuchu. Má se použít jedno z následujících opatření:

- návrh konstrukce realizovat tak, aby odolala maximálním tlakům výbuchu;
- použít výfukové prvky se stanovenými výfukovými tlaky.

Další navrhovaná opatření nejsou v našem případě použitelná. Proto byly výpočty provedeny jednak pro stávající konstrukci zatíženou plným explozním tlakem v časovém průběhu doporučeném normou [1]. Pokud konstrukce vyhoví, bude další výpočet zbytečný. Pokud nevyhoví, bude proveden druhý výpočet pro takový tlak, který uvede výfukový ochranný systém do činnosti. Výsledkem druhého výpočtu bude také návrh průřezu výfukových prvků.

2 DYNAMICKÝ NELINEÁRNÍ VÝPOČET OD PLNÉHO TLAKU VNITŘNÍHO VÝBUCHU

Výpočtový model včetně rozdělení na konečné prvky je na obrázku 1.

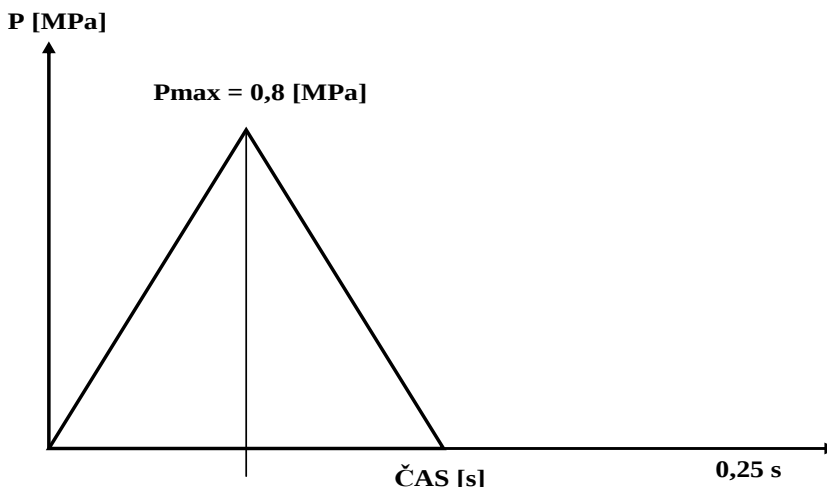


Obr. 1: Výpočtový model zásobníku hnědého uhlí

Tab. 2: Struktura výpočtového modelu vytvořeného v programu ANSYS [5]

	Celkem	Skořepiny SHELL63	Nosníky BEAM4
Počet prvků modelu	49359	30730	2648
Celkový počet uzlů	28713		
Celkový počet stupňů volnosti	170 862		
Hmotnost konstrukce zásobníku	45 602 kg		

Klíčovým parametrem výbuchového materiálu je deflagrační index oblaku prachu v $[(\text{kN/m}^2) \text{ m/s}]$, který má podle podkladů [3] hodnotu $K_{St} = 18300 [\text{kN/m}^2 \cdot \text{m/s}]$. Pro rozmezí koeficientu K_{St} od 1000 do 30000 $[\text{kN/m}^2 \cdot \text{m/s}]$ jsou uvedeny v příloze D normy [1] maximální tlaky výbuchu prachu $p_{\max}$. Lineární interpolací dostaneme pro naši hodnotu K_{St} maximální tlak výbuchu $p_{\max}$. Při výbuchu prachu dosahují tlaky nejvyšší hodnoty v časovém rozpětí 20 až 50 ms. Průběh tlaku byl realizován podle obrázku 2.



Obr. 2: Průběh tlaku při výbuchu uhlí

Jak je zřejmé z obrázku, výpočet byl rozdělen na tři zatěžující kroky. Dokmitávání (doznívání účinku) bude probíhat do času 0,25 s. V tomto čase dynamický jev prakticky odezní.

Pro dynamický výpočet bylo nutné určit míru tlumení konstrukce stanovením matice tlumení $[D]$. Za předpokladu převažujícího strukturálního tlumení konstrukce, které je úměrné matici tuhosti $[K]$, lze matici tlumení definovat následující rovnicí

$$[D] = \beta [K]. \quad (1)$$

Lineární součinitel tlumení β [s] se určí z rovnice

$$\beta = \frac{2\xi_1}{\Omega_1}, \quad (2)$$

kde:

ξ_1 je poměrný útlum nejnižší vlastní frekvence

Ω_1 je nejnižší vlastní kruhová frekvence systému.

Pro určení matice tlumení bylo nutné vypočítat netlumené vlastní frekvence konstrukce. Nejnižší vlastní kruhová frekvence má hodnotu $\Omega_1 = 64,86 \text{ rad.s}^{-1}$. Poměrný útlum ξ_1 byl zvolen podle [4] hodnotou 0,01. Pak součinitel $\beta = 3,08\text{E-}4 \text{ s}$.

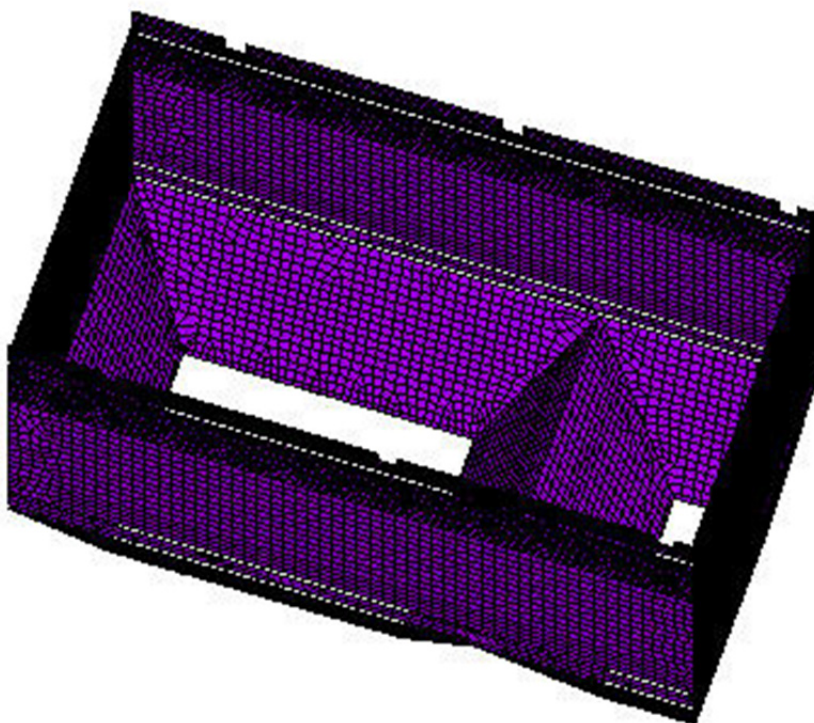
Dalším důležitým krokem je stanovení nejnepríznivější kombinace zatížení pro řešený problém. Jde o mimořádnou kombinaci zatížení, která bude obsahovat:

- tlakové zatížení od výbuchu - součinitel kombinace zatížení $\Psi_1 = 1$;
- vlastní tíha konstrukce součinitel kombinace zatížení $\Psi_2 = 1$;
- technologické zatížení od náplně hnědého uhlí - součinitel kombinace zatížení $\Psi_3 = 0,8 - 0,9$.

Nejnepríznivější souhra těchto tří typů zatížení nastane v případě vyprazdňování či plnění prázdného zásobníku. Tlak od výbuchu bude působit na velkou vnitřní plochu zásobníku. Tento účinek je převažující. Pro orientaci poměr maximálního dynamického tlaku k maximálnímu tlaku

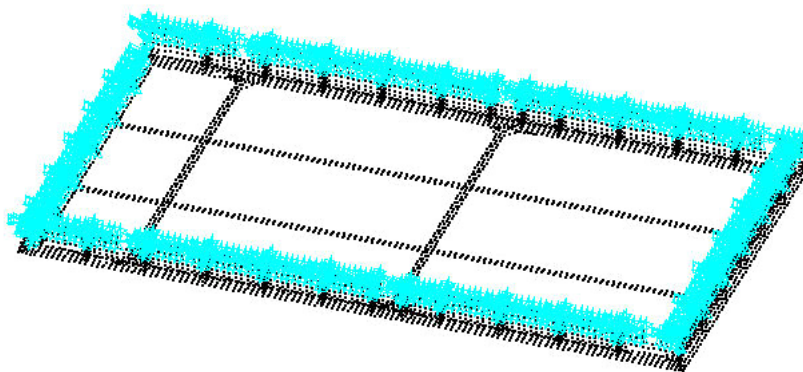
statickému od tlaku hnědého uhlí je cca 22,8. Předpokladem je zaplnění zásobníku pouze v osmi výsypkách. Vliv hmotnosti náplně byl zahrnut do dynamického modelu formou diskretních hmotností v uzlech modelu pláště zásobníku.

Všestranný tlak od výbuchu je zaveden na všechny vnitřní stěny zásobníku, vyjma stěny osmi výsypek, které v dané situaci obsahují uhlí, viz obrázek 3. Tlak výbuchu, který působil na povrch hnědého uhlí ve výsypkách byl uvážen jako svislé zatížení uzlů modelu pláště výsypek.

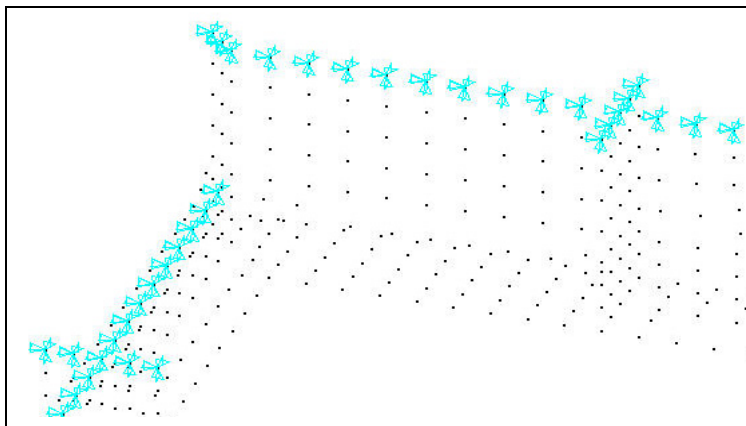


Obr. 3: Vnitřní plochy zásobníku zatížené tlakem výbuchu

Vazba uzlů horní hrany plechu zásobníku je na obrázku 4. Detail vazeb na obrázku 5, kde modré šipky ve směrech os globálního souřadného systému znamenají zamezení (odebrání) možného stupně volnosti. Tato vazba modeluje přivaření zásobníku na nosnou ocelovou konstrukci. Svar je klíčovým prvkem konstrukce, na kterém závisí její stabilita a odolnost vůči explozi



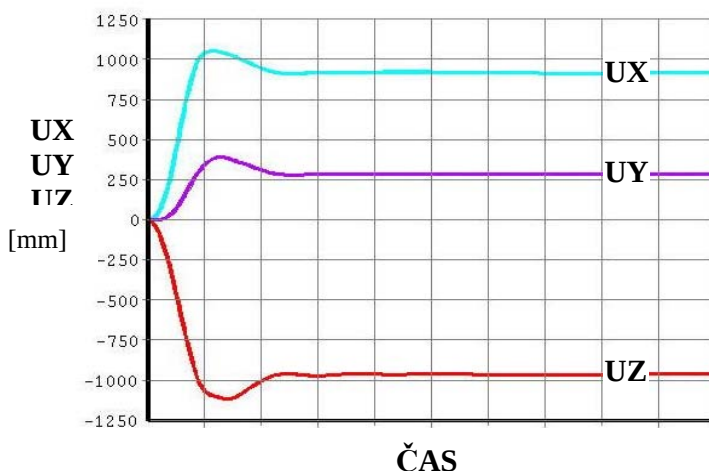
Obrázek 4: Vazba horní hrany uzlů výškového modelu
Obr. 4: Vazba horní hrany uzlů na nosnou ocelovou konstrukci



Obr. 5: Detail odebrání 3 stupňů volnosti horních uzlů plechů stěn i výztuh

2.1 Výsledky výpočtu

Výpočty byly realizovány v programu ANSYS [5]. Průběhy výsledného posunutí bodů, které dosáhly maximální výchylky během výbuchu ve směrech globálních souřadnicových os, jsou na obrázku 6. Je zřejmé, že výchylky UX, UY a UZ (deformace) jsou obrovské, ve směru vodorovných os X a Z jde o hodnoty větší než 1 m! Celá konstrukce je natolik zplastizovaná, že trvalá deformace zůstává i po skončení zatížení i na konci sledovaného časového úseku.

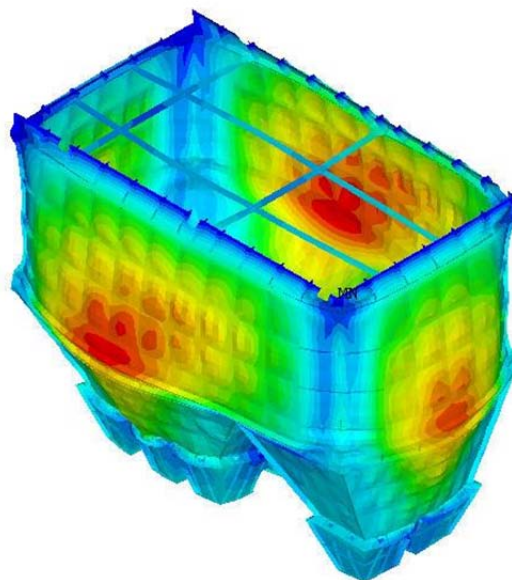


Obr. 6: Časový průběh výchylek bodů struktury s maximálními hodnotami posunutí v [mm]

Jak vypadá zdeformovaná konstrukce po ukončení celého dynamického děje je vidět na obrázku 7. Deformace jsou vykresleny v měřítku 1:1.

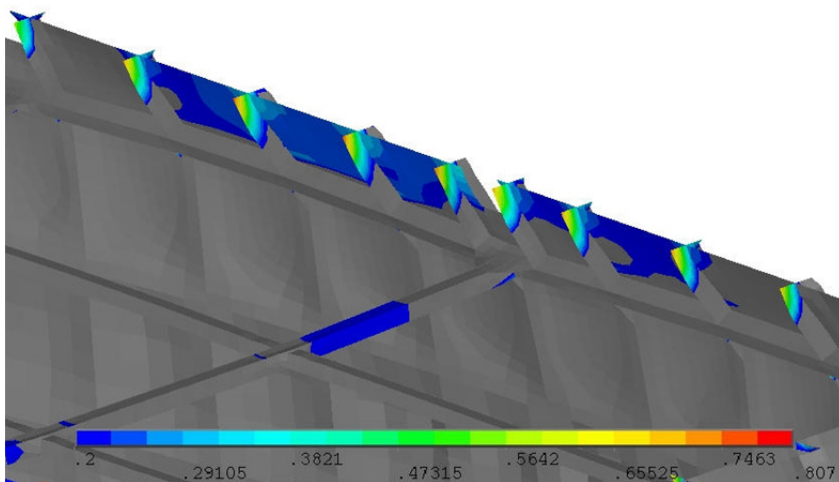
Trvalé deformace po modelovaném výbuchu jsou nepředstavitelně velké, až 977 mm. Pro komplexní posouzení účinku výbuchu musí být dále analyzován napěťový stav a hlavně celková poměrná deformace. Jestliže víme, že tažnost na mezi pevnosti materiálu je cca 20%, její významné překročení bude znamenat nevratné porušení materiálu. V posuzování nám pomáhá hodnota celkové ekvivalentní poměrné deformace (elastická i plastická) ϵ_{HMH} , která přepočítává na základě energetické hypotézy víceosý napěťový stav na stav jednoosý. Hodnota $\epsilon_{HMH} = 0,2$ je pak hodnotou mezní. Obrázek 8 dokazuje, že významné překročení mezních hodnot ϵ_{HMH} je v místech přivaření konstrukce na nosnou ocelovou konstrukci.

NODAL SOLUTION
 STEP=3
 SUB =145
 TIME=.25
 USUM (AVG)
 RSYS=0
 DMX =977.604
 SMX =977.604



Obr. 7: Tvar trvale zdeformované konstrukce po ukončení dynamického děje (stupnice je uvedena v [mm])

Podle velikosti překročení lze usuzovat na postup destrukce, který výpočet nepostihuje. Nejdříve by se poškodil svar na konci výztužných žebér, kde dosahuje ϵ_{HMH} až hodnoty 0,8. Porušení by dále pokračovalo až odtržením svislých plechů konstrukce. Zatížení se bude přenášet na stále menší průřezy svarů a dojde k destrukci celé konstrukce.



Obr. 8: Kritické překročení mezní poměrné deformace v oblasti upevnění (přivažení) zásobníku na nosnou OK (stupnice pro ϵ_{HMH} je v rozmezí 0,2 – 0,8)

Z výsledků numerické simulace je zřejmé, že nosná OK zásobníku nepřenesla účinek plného zatížení od vnitřního výbuchu.

3 DYNAMICKÝ NELINEÁRNÍ VÝPOČET OD MAXIMÁLNÍHO TLAKU OCHRANNÉHO VÝFUKOVÉHO ZAŘÍZENÍ

Pokud nosná ocelová konstrukce není schopna bez destrukce přenést zatížení od vnitřního výbuchu prachu hnědého uhlí, nabízí se další řešení. Je to konstrukce bezpečnostního výfukového zařízení s definovaným průřezem A_{vyf} a s definovaným aktivačním tlakem p_{stat} . Při tomto tlaku se bezpečnostní systém uvede v činnost. Příloha D normy [1] uvádí následující vzorec pro stanovení A_{vyf} :

$$A_{vyf} = (4,485 \cdot 10^{-8} \cdot p_{max} K_{st} p_{red\ max}^{-0,569} + 0,027(p_{stat} - 10)p_{red\ max}^{-0,5}) V^{0,753}, \quad (3)$$

kde

A_{vyf}	je výfuková plocha v $[m^2]$
p_{max}	maximální tlak prachu v $[kN/m^2]$
K_{st}	deflagrační index oblaku prachu v $[(kN/m^2).m/s]$
$p_{red\ max}$	odhadnutý max. redukovaný tlak v nádobě s možností výfuku $[kN/m^2]$
p_{stat}	statický aktivační tlak s přihlédnutím k velikosti výfukových ploch $[kN/m^2]$
V	objem prostoru zásobníku v $[m^3]$.

Lineární interpolací z údajů uvedených v příloze D normy [1], byly stanoveny hodnoty $p_{red\ max} = 123,35 [kN/m^2]$. Objem V i s prostorem nad zásobníkem byl odhadnut na $550 [m^3]$. Podle údajů zprávy [3] byla dosazena hodnota $p_{max} = 720 [kN/m^2]$. Pak pro variaci statického aktivačního tlaku p_{stat} od 10 do 50 $[kN/m^2]$, dostáváme následující plochu výfukového systému:

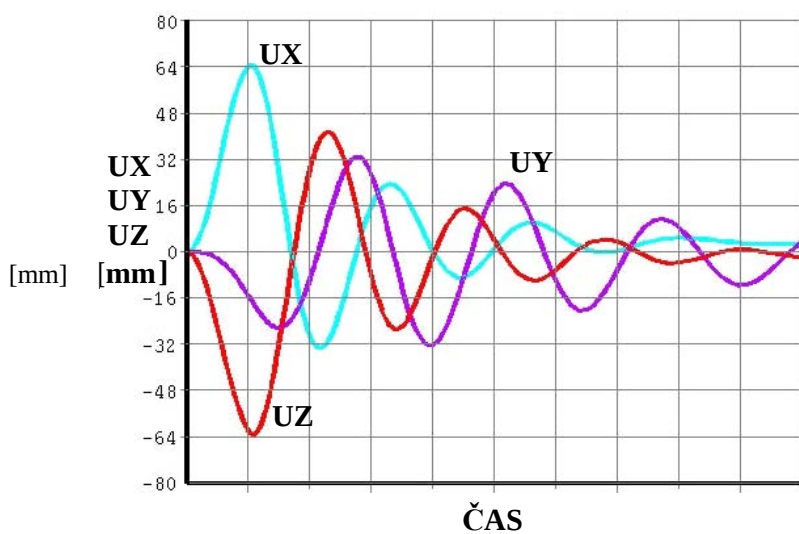
Tab. 3: Plocha výfukového systému v závislosti na aktivačním tlaku

$p_{stat} [kN/m^2]$	10	20	30	40	50
$A_{vyf} [m^2]$	4,4	7,2	10	12,9	15,7

Vyšší hodnoty plochy výfukového systému jsou zřejmě nereálné. Předpokládejme konstrukci výfukového systému s plochou $10 m^2$, kde tlak při kterém by mělo dojít k aktivaci je $30 kN/m^2$. Na základě těchto skutečností bude proveden kontrolní výpočet zásobníku na zatížení vyšší a to tlakem $40 kN/m^2 = 0,04 MPa$. Míra bezpečnosti tzv. dílčí součinitel zatížení je $\gamma_F = 40/30 = 1,33$. Podle podkladů [3] byl upraven i časový průběh zatížení zkrácením náběhu zatížení. Doba dozívání byla ponechána na $t = 0,25 s$. Dynamický účinek bude tedy vyšší, než v případě předcházejícího výpočtu, poněvadž náběh na maximální hodnotu tlaku je rychlejší.

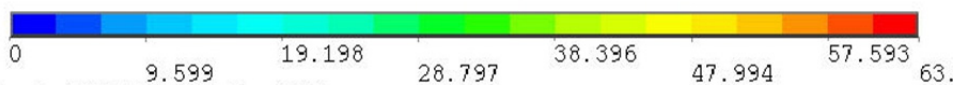
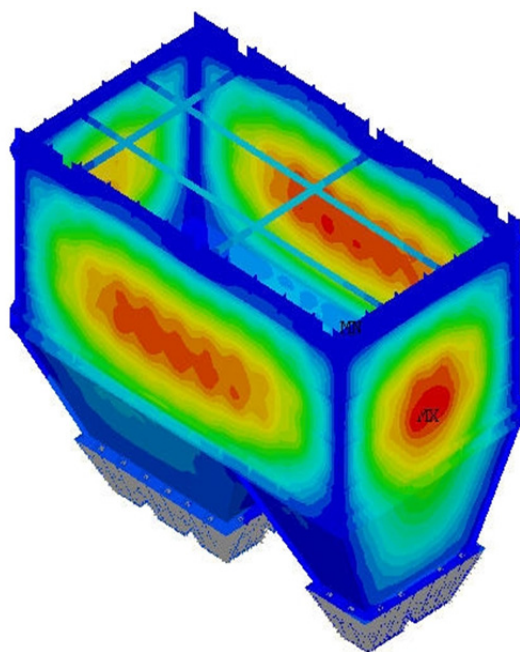
3.1 Výsledky výpočtu

Veškerá posunutí v průběhu tohoto dynamického děje probíhají jen v pružné oblasti. Na obrázku 9 je vidět průběh výchylek bodů, které dosahují maxim v jednotlivých směrech souřadnicových os. Svislá maximální výchylka (střední průběh s hodnotou cca 33 mm) je dosažena jako účinek rozkmitání konstrukce vlivem tlakového impulsu. Že jde o elastické výchylky, potvrzují minimální hodnoty výchylek v koncovém čase 0,25 s, do kterého byla odezva konstrukce sledována. Tvary elastické deformace v okamžiku zatížení maximálním tlakem a po ukončení kmitání konstrukce jsou uvedeny na následujících obrázcích 10 a 11. Ve srovnání s předcházejícím zatěžovacím stavem jde o hodnoty minimální a to 63 mm a 4 mm. Jde jednoznačně pouze o pružné rozkmitání konstrukce, bez jakýchkoliv projevů zplastizování. Maximální hodnoty $\epsilon_{HMH} = 0,038$ bylo dosaženo v čase maximálního zatížení. Na konci sledovaného časového úseku jde o zanedbatelnou hodnotu ekvivalentní plastické poměrná deformace $\epsilon_{HMH} = 0,0073$.



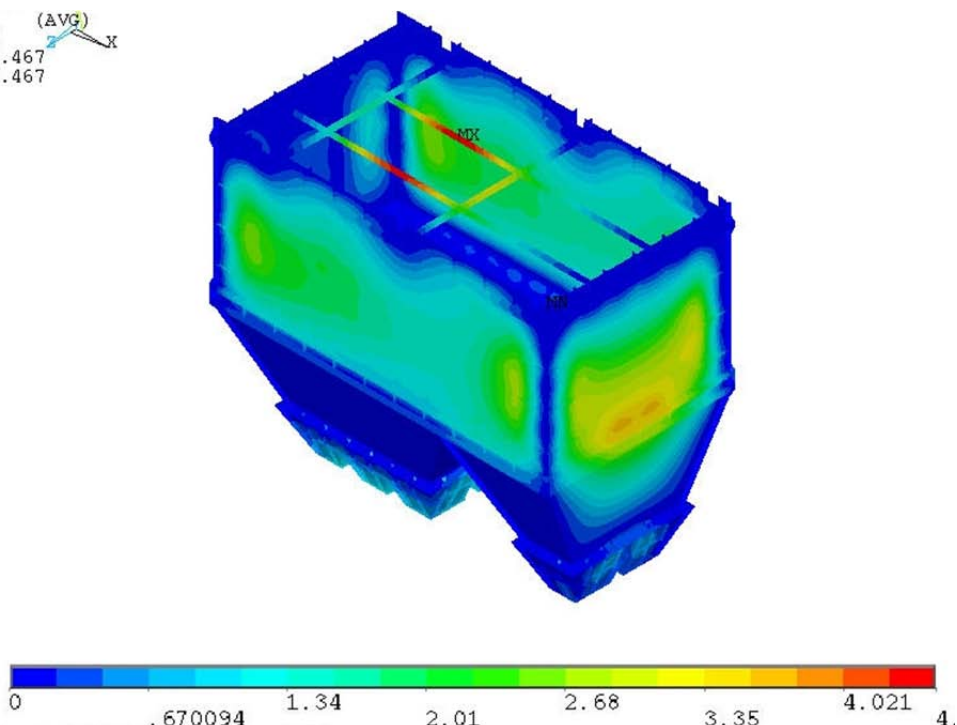
Obr. 9: Časový průběh maximálních výchylek uzlů konstrukce v [mm]

USUM (AVG)
RSYS=0
DMX =63.993
SMX =63.993



Obr. 10: Maximální výchylky uzlů konstrukce v okamžiku maximálního tlakového zatížení (stupnice je v [mm])

USUM
RSYS=0
DMX =4.467
SMX =4.467



Obr. 11: Maximální výchylky uzlů konstrukce v okamžiku ukončení dynamického děje (stupnice je v [mm])

3 ZÁVĚR

Na základě výsledků počítačového modelování, kterým byl řešen účinek vnitřního výbuchu prachu hnědého uhlí zásobníku, je možné vyslovit následující závěry:

1. Plnou hodnotu tlaku od vnitřního výbuchu prachu hnědého uhlí není schopna nosná ocelová konstrukce zásobníku přenést. Klíčovým (kritickým) nosným místem je nejbližší okolí svaru spojujícího stěnu a výztuhy stěn zásobníku s vnější nosnou ocelovou konstrukcí. Pevnostní kontrola prokázala destrukci nosných stěn a výztuh zásobníku a to překročením meze pevnosti v tomto místě.
2. Bude-li zásobník hnědého uhlí shora uzavřen a vybaven systémem výfukových prvků o ploše minimálně 10 m^2 se zajištěnou iniciací při tlaku $0,03 \text{ MPa} = 30 \text{ kN/m}^2$, ocelová nosná konstrukce zásobníku vnitřnímu výbuchu prachu hnědého uhlí odolá.

PODĚKOVÁNÍ

Projekt byl realizován za finanční podpory ze státních prostředků prostřednictvím Ministerstva školství České republiky. Výzkumný záměr číslo MSM 6198910027.

LITERATURA

- [1] ČSN EN 1991-1-7, *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-7: Obecná zatížení – Mimořádná zatížení*, Český normalizační institut Praha, 2007, 64 s.
- [2] PORUBA, Z. *Neproporcionální namáhání materiálu*. Doktorská disertační práce, VŠB-TU Ostrava, 2006. 138 s.
- [3] HANUŠ, A., PODSTAWKA, T. *Požárně technická charakteristika č. PTCH-00545*, materiál DB-prachové uhlí, zkušebna výbušnosti VVUÚ a.s., Ostrava-Radvanice, 5. 6. 2001.
- [4] CLOUGH, R.W., PENZIEN, J. *Dynamics of Structures*. 3rd edition, Computers & Structures Inc. 1995. 752 pp.
- [5] ANSYS® Academic Research, Release 12.0.1.

Oponentní posudek vypracoval:

Prof. Ing. Milan Sága, CSc., Fakulta strojní, Žilinská univerzita v Žilině

Prof. Ing. Alois Materna, CSc.

Jiří PODEŠVA¹, Alexandros MARKOPOULOS²

NELINEÁRNÍ OHYB DĚLNÍ VÝZTUŽE S VLIVEM KROUCENÍ

THE NON-LINEAR BENDING OF THE STEEL SUPPORT INCLUDING TORSION

Abstrakt

Nelineární ohyb ocelových výztuží vodorovných dělních děl je předmětem výpočtových analýz na bázi metody konečných prvků. Nelineární statická analýza, obsahující velké deformace, materiálové nelinearity a ztrátu stability tvaru, byla řešena pro čistý ohyb (konstantní ohybový moment podél délky nosníku) a pro ohyb se současným působením normálové síly. Výsledky byly užity pro výpočet tzv. „ekvivalentní ohybové tuhosti“ $E \cdot J$ jako funkce ohybového momentu. To umožní provádět výpočty výztuže s použitím lineárního nosníkového prvku, přičemž efekty plasticity a změny nosného profilu jsou kompenzovány změnou ohybové tuhosti. Příspěvek popisuje a kvantifikuje modelování a výsledky s uvažováním vlivu kroucení.

Klíčová slova

Nelinearita, ohyb, plasticita, ztráta stability tvaru, geometrická nelinearita.

Abstract

The non-linear bending of the horizontal mine opening steel support is the subject of the calculation analysis using the finite element method. The non-linear static analysis, which includes large deformation, material non-linearity and buckling effect, was performed for clear bending (constant bending moment along the beam length) and for bending under axial force. The results were used for calculation of so called “substitutional bending stiffness” $E \cdot J$ as a function of bending moment. This allows to perform the calculation using the linear beam element, while plasticity and the cross section change is compensated by changing bending stiffness. This paper describes modeling and results for bending including torsion.

Keywords

Non-linearity, bending, plasticity, buckling, geometric non-linearity.

1 ÚVOD

Rozsáhlý výzkum mechanických vlastností pevné dělní výztuže vodorovných dělních děl, jež v uplynulých letech probíhal na katedře stavební mechaniky FAST, VŠB-TUO, se zaměřoval na nelineární deformační chování výztuže, zatížené ohybovým momentem a normálovou (tlakovou, jakož i tahovou) silou, viz např. [5] a [6]. Primárním výsledkem byla vždy ohybová charakteristika, tedy závislost úhlu natočení profilu na ohybovém momentu, při konstantní normálové síle. Z této charakteristiky byla následně vypočtena tzv. „ekvivalentní ohybová tuhost“ výztuže $E \cdot J$ v závislosti na ohybovém momentu. Tato funkce dále umožňuje provádět výpočty výztuže na jednodušším výpočtovém modelu, založeném na lineárních nosníkových prvcích, viz [1].

¹ doc. Ing. Jiří Podešva, Ph.D., katedra mechaniky, Fakulta strojní, VŠB - Technická univerzita Ostrava, 17. listopadu 15, Ostrava - Poruba, tel.: +420 59 732 4350, e-mail : jiri.podesva@vsb.cz.

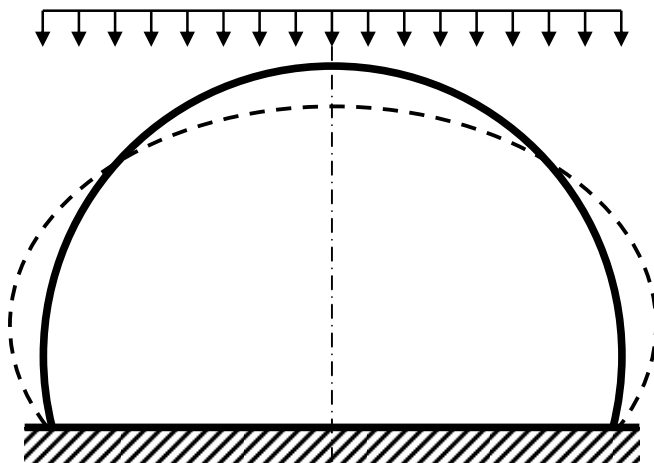
² Ing. Alexandros Markopoulos, Ph.D., katedra mechaniky, Fakulta strojní, VŠB - Technická univerzita Ostrava, 17. listopadu 15, Ostrava - Poruba, tel.: +420 59 732 9402, e-mail : alexandros.markopoulos@vsb.cz.

2 NLINEARITY

Lineární teorie nosníků vychází z předpokladu malých deformací, předpokladu zachování rovinnosti průřezu a z předpokladu platnosti Hookova zákona a vede k lineárnímu rozložení napětí po ploše průřezu. Ohybová tuhost je pak vyjádřena součinem $E \cdot J$ (E je modul pružnosti v tahu, J je plošný moment setrvačnosti průřezu). Pro ocel ($E=210$ GPa) a profil K24 ($J=372,37$ cm⁴) je ohybová tuhost $E \cdot J=781977$ N•m². Tato hodnota je chápána jako konstanta, charakterizující odpor profilu proti ohybu.

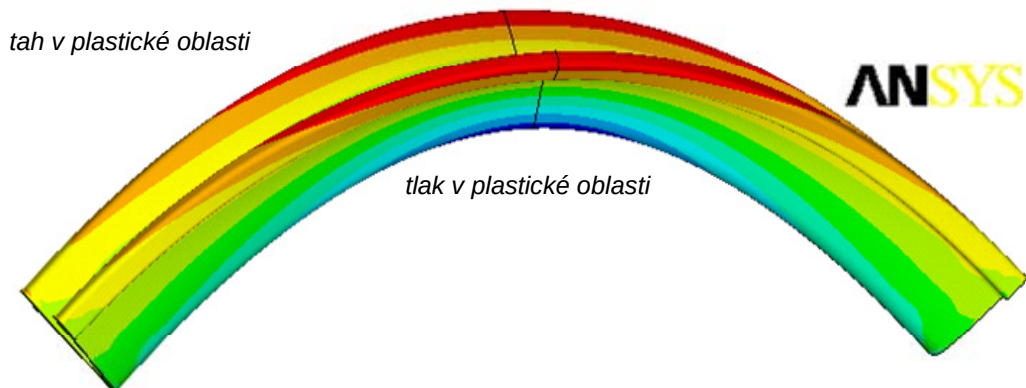
Při ohybu ocelové důlní výztuže se však objevuje několik typů nelinearity.

Geometrická nelinearita. Při ohybu dochází ke značné deformaci geometrie oblouku. Tím se nezanedbatelně mění silové poměry na myšleném řezu. Skutečnost velkých posunutí bodů nosníku lze do výpočtu zahrnout tak, že výpočet probíhá v iteracích a v každém iteračním kroku je korigována geometrie oblouku - změna tvaru.



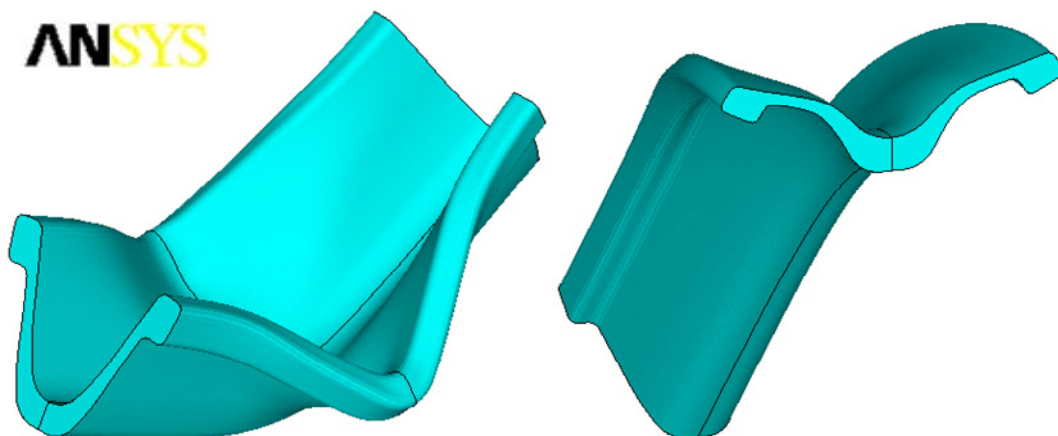
Obr. 1: Deformace oblouku výztuže

Materiálová nelinearita. Ohyb výztuže může být tak masivní, že dochází ke značné plastické deformaci materiálu. Plasticitu lze do výpočtu zahrnout třeba metodou vrstev. Profil je rozdělen na tenké vrstvy. V závislosti na lineárně narůstající deformaci (zachování rovinnosti průřezu bylo ověřeno modelováním metodou konečných prvků) je každé vrstvě přiřazeno napětí a následně síla a její moment k neutrální ose.



Obr. 2: Plastická deformace materiálu

Změna profilu. Při ohybu dochází ke změně profilu. V závislosti na ohybovém momentu se otevřený profil otevírá stále více a jeho parametry - moment setrvačnosti - se mění. Tento efekt nelze zahrnout do výpočtového modelu.



Obr. 3: Deformace profilu při ohybu

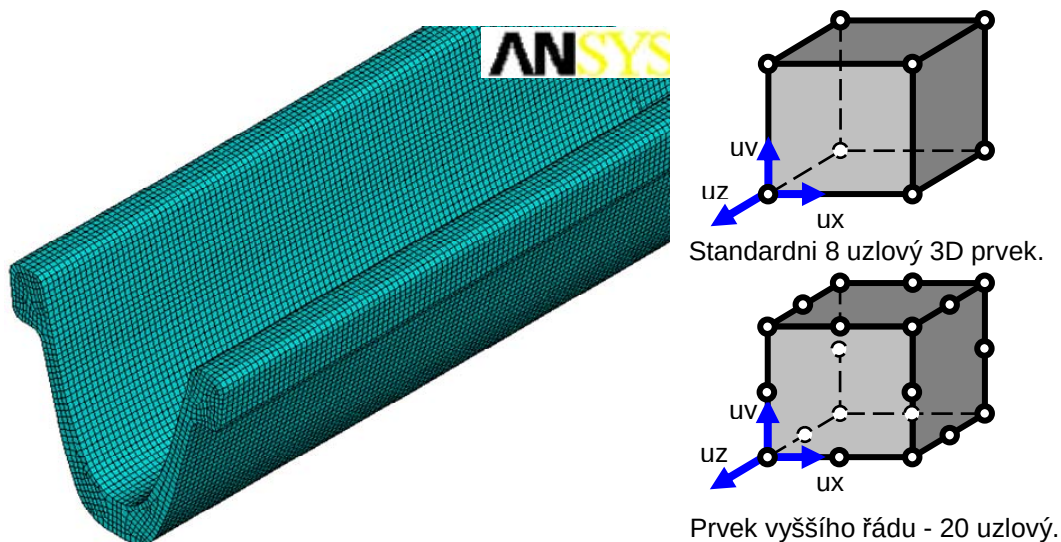
Všechny tyto nelinearity se mohou v provozu objevit a je třeba s nimi počítat.

3 MODELOVÁNÍ METODOU KONEČNÝCH PRVKŮ

Nelineární ohyb profilu výztuže byl předmětem počítačového modelování na bázi metody konečných prvků.

Trojrozměrný model byl vytvořen v prostředí programu Ansys. Byl použit 20 uzlový 3D prvek, tzv. „brick“, s aproximačním polynomem vyššího řádu, viz např. [2] nebo [3]. Počítačové modelování umožňuje do výpočtu zahrnout jak materiálovou nelinearitu, tak změnu profilu, viz[4].

Pro výpočet byl použit jednoduchý tri-lineární model isotropního zpevnění. Deformační charakteristika je nahrazena lomenou přímkou.



Obr. 4: Tzv. „konečnoprvkový“ model profilu

Po aktivování geometrické nelinearity (velká posunutí) se provádí opakovaný výpočet, kdy v každém iteračním kroku se v závislosti na změně geometrické konfigurace přepočítává matice tuhosti. Tím je do výpočtu zahrnut vliv změny profilu. Kromě toho lze zatěžování rozdělit na několik zatěžovacích kroků a zjistit výsledky i při nižším než konečném zatížení. (Toto rozčlenění také podporuje konvergenci výpočtu.)

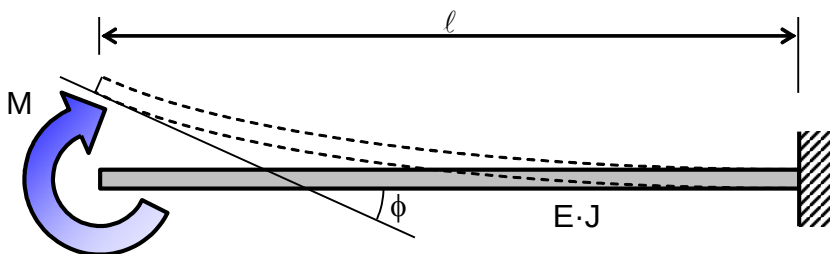
4 OHYBOVÁ CHARAKTERISTIKA NOSNÍKU A EKVIVALENTNÍ TUHOST

Pro analýzu ohybové tuhosti byl zvolen jednostranně vetknutý nosník, zatížený na volném konci silovou dvojicí. Průběh ohybového momentu je po celé délce nosníku konstantní.

Úhel natočení volného konce je dán výrazem:

$$\phi = \frac{M \cdot \ell}{E \cdot J} \quad (1)$$

kde: M je ohybový moment,
 ℓ je délka nosníku,
 E je modul pružnosti v tahu,
 J je plošný moment setrvačnosti.

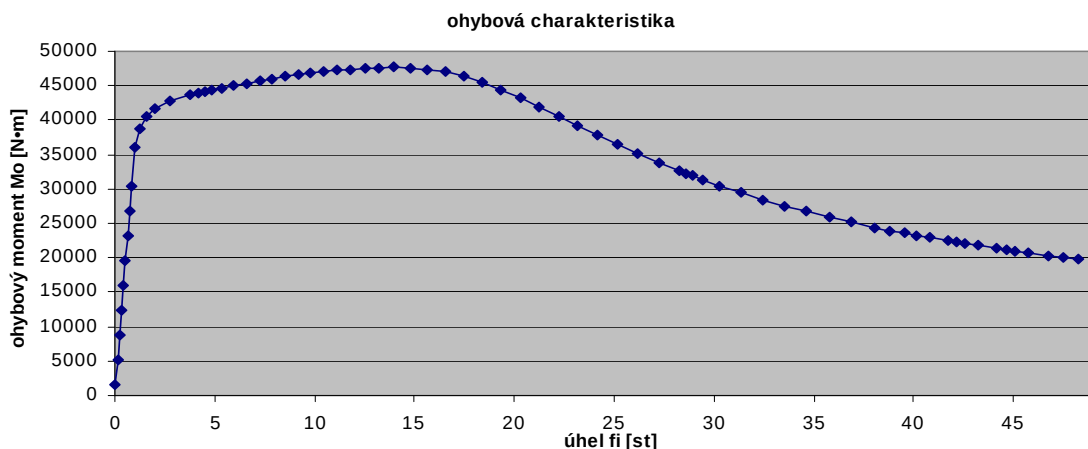


Obr. 5: Ohyb dokonale vetknutého nosníku

Z důvodu konvergence řešení i po překonání vrcholu charakteristiky, kdy již dochází k jejímu měknutí, není do výpočtu zadáván přímo ohybový moment ale deformace, natočení volného konce nosníku. Síly jsou zjištěny následně jako reakce v uložení.

Výstupem výpočtu je postupně narůstající úhel ohnutí ϕ a odpovídající ohybový moment M_0 . Závislost ohybového momentu M_0 na úhlu ohnutí ϕ představuje ohybovou charakteristiku. Lze na ní pozorovat počáteční lineární úsek (odpovídající lineární teorii nosníků) až do úhlu ohnutí cca $1,2^\circ$, ohybový moment $39\,000\text{ N}\cdot\text{m}$. Pak však, zejména v důsledku zplastizování, později též v důsledku změny profilu, zaznamenáváme podstatně zpomalený nárůst ohybového momentu, resp. výrazně zrychlený ohyb (v závislosti na momentu). Při úhlu ohnutí cca 14° , ohybový moment $47\,650\text{ N}\cdot\text{m}$, dochází k výraznému otevření profilu (viz obrázek níže) a tím ke snížení tuhosti. K ohybu pak je již zapotřebí menšího momentu. Tento bod představuje ztrátu stability tvaru. Při zachování zatížení následuje zhroucení konstrukce.

Poznámka: Ztráta stability tvaru zde nemá charakter vzpěru přímých prutů pod vlivem tlakové síly. Ztráta stability tvaru je způsobena otevřením profilu nosníku vlivem ohybového momentu (viz obr. 3). Tato změna profilu nezávisí přímo na délce nosníku.



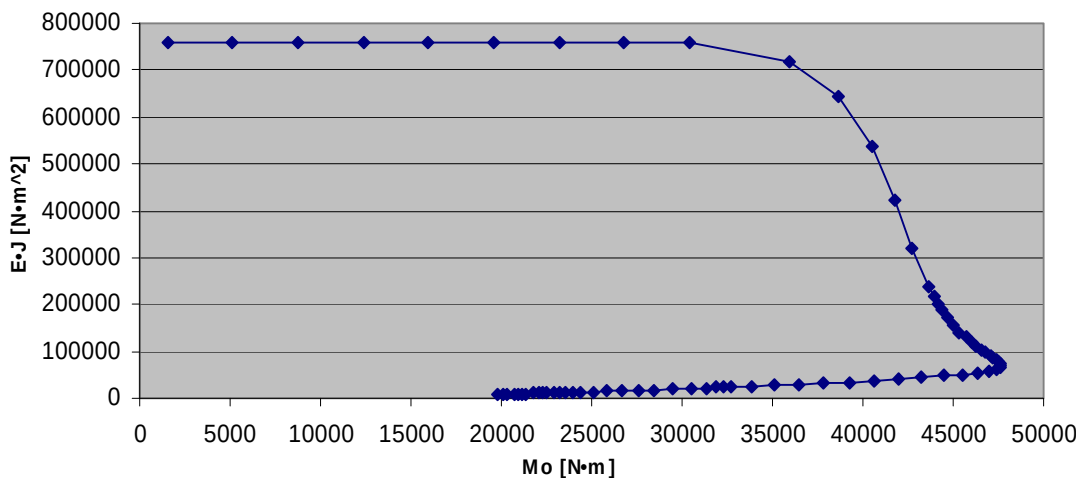
Obr. 6: Ohybová charakteristika

Náhly pokles tuhosti v důsledku otevření profilu nelze přímo zahrnout do výpočtového programu (MS Excel). Lze však využít iteračního cyklu, sloužícího k zahrnutí geometrické nelinearity - změny geometrie oblouku. V každém iteračním kroku se přepočítávají ohybové momenty v závislosti na změně geometrie. Tento „update“ lze doplnit o pokles ohybové tuhosti $E \cdot J$ tak, aby odpovídala ohybovému momentu. Z výrazu (1) lze ukázat, že ohybová tuhost je:

$$E \cdot J_{(M)} = \frac{M \cdot \ell}{\phi} \quad (2)$$

z něhož lze pro každý stav ohnutí ($M-\phi$) určit ekvivalentní ohybovou tuhost $E \cdot J$.

Charakteristika EJ-Mo



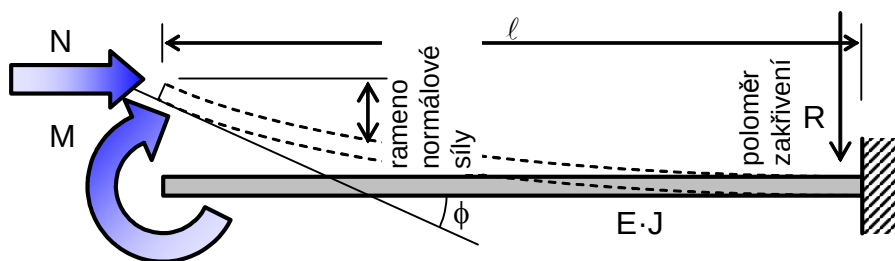
Obr. 7: Ekvivalentní ohybová tuhost $E \cdot J$ jako funkce ohybového momentu M_o .

Z průběhu je zřejmé, že při zatěžování do cca 30 000 N·m (lineární oblast) je ekvivalentní tuhost konstantní a odpovídá skutečnému součinu modulu pružnosti E a momentu setrvačnosti J (viz výše). Dále pak ekvivalentní tuhost klesá vlivem zplastizování a později též vlivem snížení momentu setrvačnosti profilu. Bod zvratu průběhu (maximální moment asi 48 000 N·m, ekvivalentní ohybová tuhost $E \cdot J$ asi 74 000 N·m²) představuje bod ztráty stability tvaru.

Zahrneme-li do iteračního výpočtu závislost ohybové tuhosti na ohybovém momentu ($E \cdot J = f_{(M_o)}$), lze tak nepřímo zahrnout jak vliv plasticity, tak zejména změnu profilu - jeho otevření.

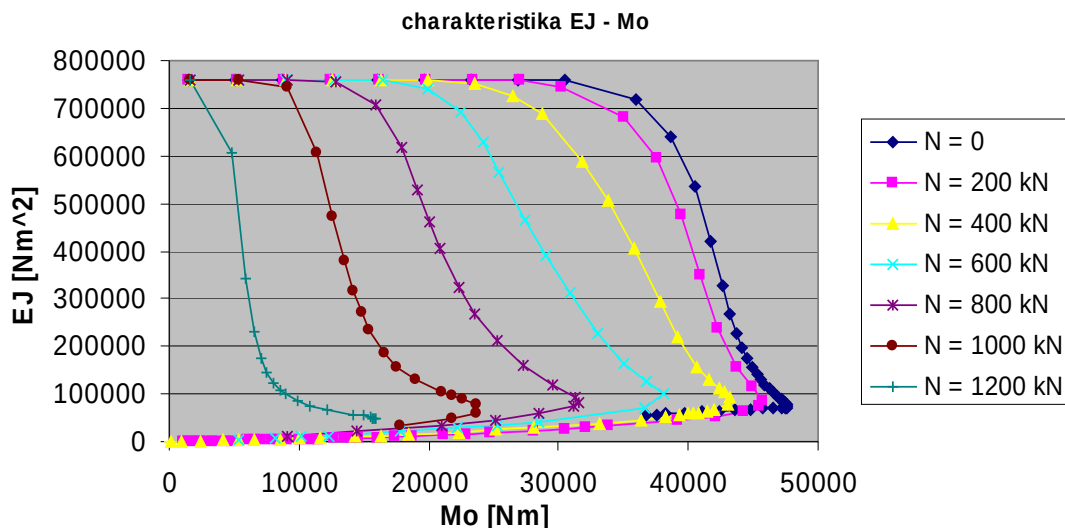
5 VLIV NORMÁLOVÉ SÍLY

Výpočet, uvedený v předchozí kapitole, se týká nosníku, namáhaného čistým ohybovým momentem. Ve skutečnosti však je ohybový moment kombinován normálovou silou, obvykle tlakovou. Přítomnost normálové síly nezanedbatelné hodnoty ovlivní tvar charakteristiky a následně i závislost ekvivalentní tuhosti na ohybovém momentu $E \cdot J = f(M_0)$.



Obr. 8: Ohyb při působení normálové síly

Uvedený postup pak vede ke stanovení závislosti ekvivalentní tuhosti $E \cdot J$ na ohybovém momentu M_0 pro různé hodnoty normálové síly N ($\in (0, 1200 \text{ kN})$).



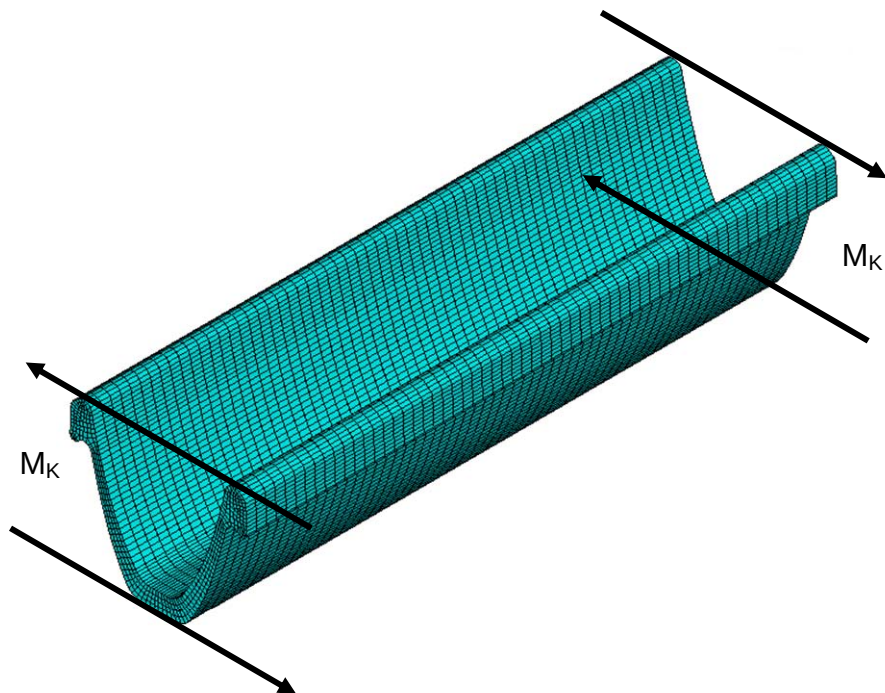
Obr. 9: Ekvivalentní ohybová tuhost $E \cdot J$ jako funkce ohybového momentu M_0 .

Popsaný postup byl realizován pro ohyb nosníku na obě strany. Zejména po znatelné deformaci profilu, odlišné při obou směrech ohýbání, jsou charakteristiky $E \cdot J - M_0$ pro oba směry ohýbání kvantitativně odlišné.

6 OHYB SE SOUČASNÝM KROUCENÍM

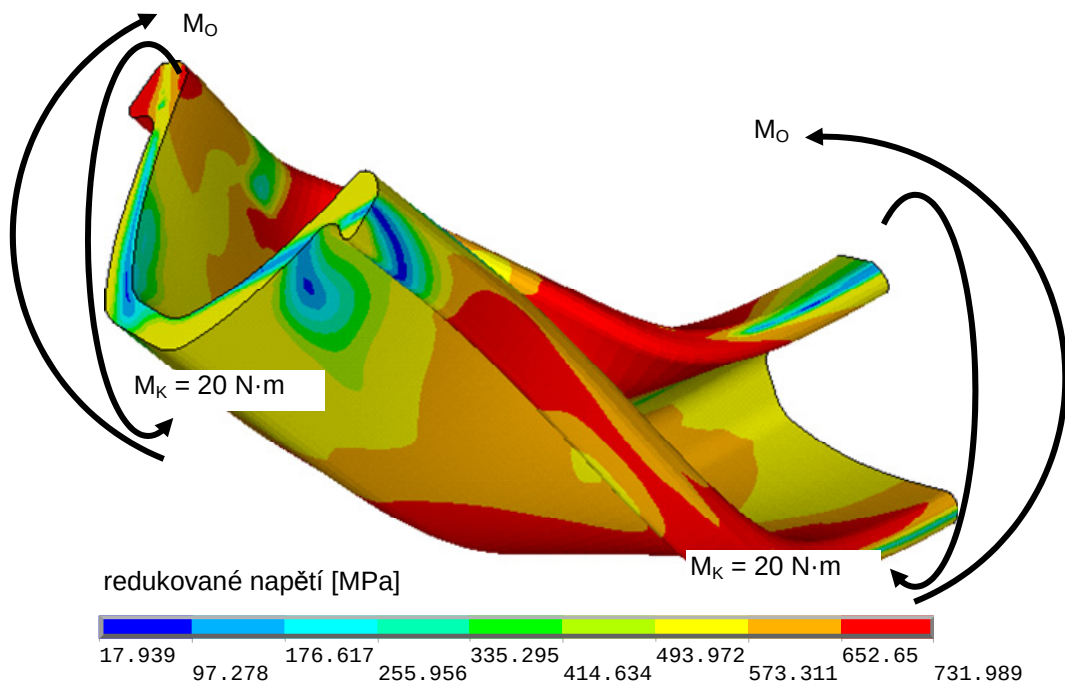
Dále byl do výpočtového modelu zahrnut kruticí moment k podélné ose nosníku.

Velikost kruticího momentu byla odstupňována na $M_K = 20 \text{ N} \cdot \text{m}$, $M_K = 100 \text{ N} \cdot \text{m}$, $M_K = 200 \text{ N} \cdot \text{m}$ a $M_K = 300 \text{ N} \cdot \text{m}$. Zatěžování bylo aplikováno stejným způsobem, jako při kombinaci ohybu a normálové síly. Tedy nejprve kruticí moment v plné výši bez ohybového momentu, následně pak ohybový moment postupně narůstající do své plné výše.



Obr. 10: Namáhání nosníku krouticím momentem

Krouticí moment $M_K = 20 \text{ N}\cdot\text{m}$ má na nosník minimální vliv. Redukované napětí dosahuje hodnoty $\sigma_{\text{red}} = 10 \text{ MPa}$, ovšem pouze lokálně, v místě působící silové dvojice, nikoliv po celém průřezu.

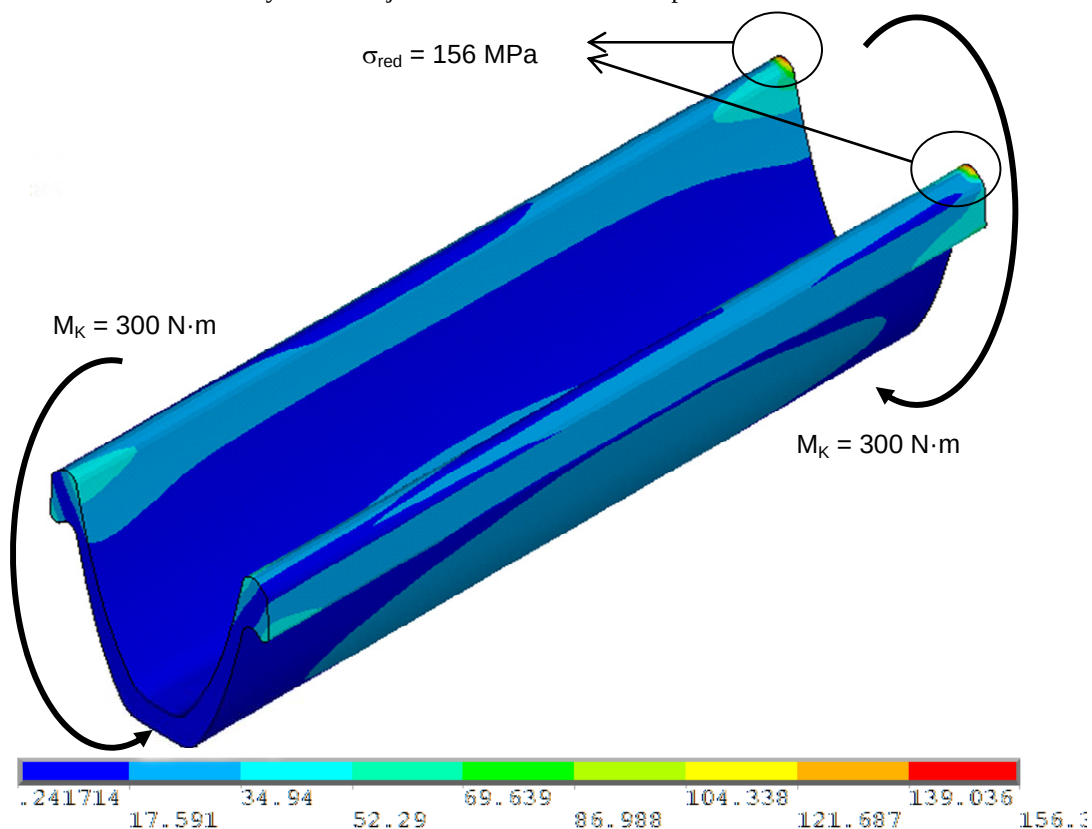


Obr. 14: Kombinace ohybu a kroucení, $M_K = 20 \text{ N}\cdot\text{m}$

Úhel zkroucení průřezu je cca $\phi = 0,018^\circ$. Avšak při následném ohybu, když dojde ke zplastizování nezanedbatelného objemu materiálu, dochází též k velmi výraznému zkroucení. Kroucení téměř nemá vliv na napětí materiálu, avšak velmi výrazně ovlivní deformaci.

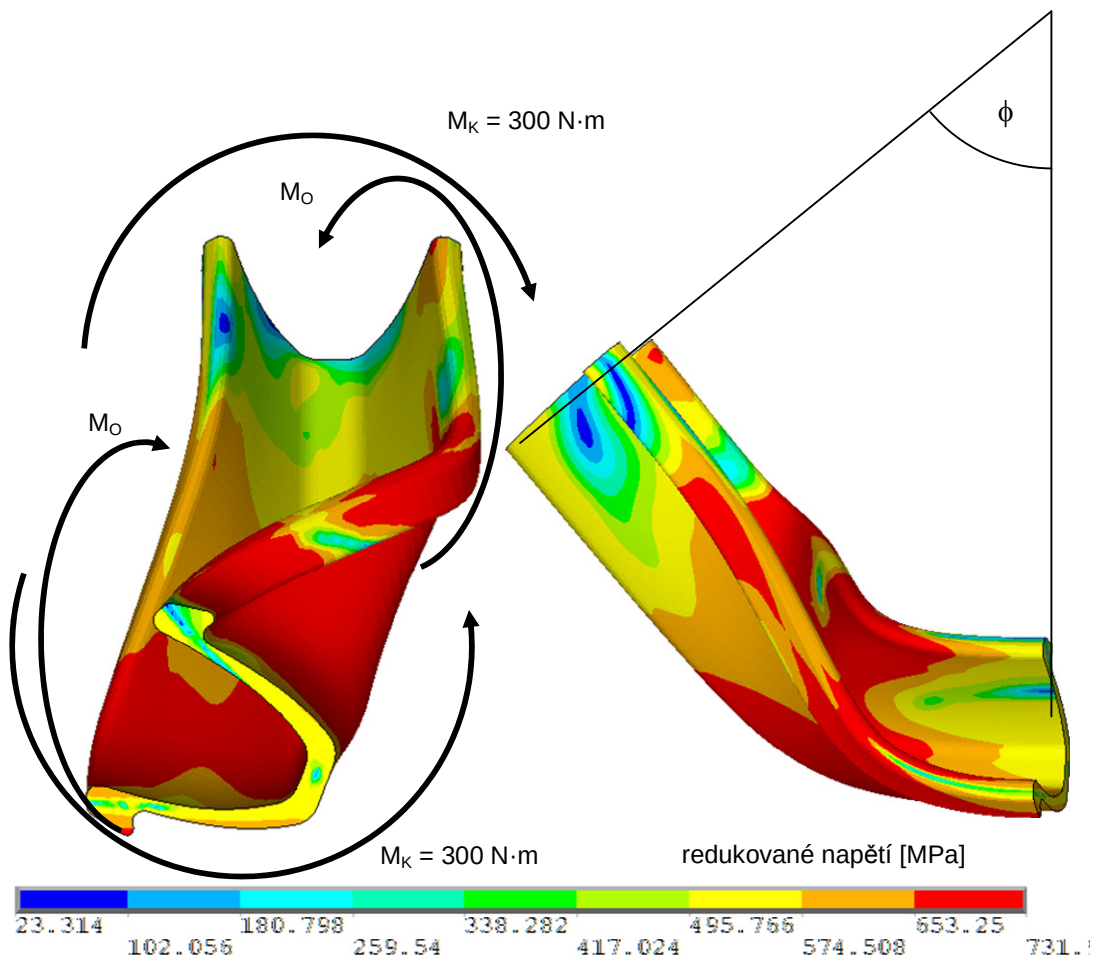
Vliv krouticího momentu $M_K = 300 \text{ N}\cdot\text{m}$ je samozřejmě výraznější, avšak ne zásadní. Redukované napětí dosahuje hodnoty $\sigma_{\text{red}} = 156 \text{ MPa}$, ovšem opět pouze lokálně, v místě působící silové dvojice, nikoliv po celém průřezu. Úhel zkroucení je cca $0,26^\circ$.

V kombinaci s ohybem však je kroucení velmi zřetelně patrné na deformaci.

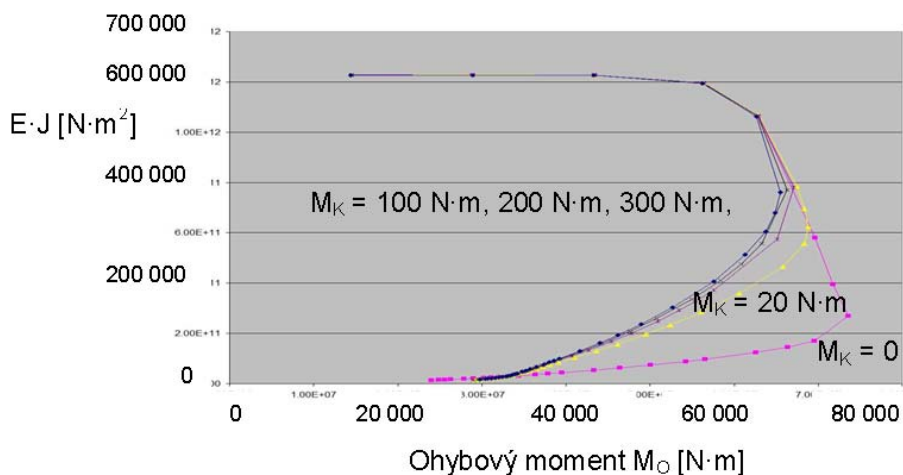


Obr. 15: Čisté kroucení, $M_K = 300 \text{ N}\cdot\text{m}$

Výsledky výpočtu byly zpracovány stejným způsobem, jako ohyb se současnou normálovou silou. Tedy nejprve charakteristika $M_O - \phi$, závislost ohybového momentu na úhlu natočení profilu, následně pak výpočet ekvivalentní ohybové tuhosti $E \cdot J$ a její závislost na ohybovém momentu. Tato závislost pro různé hodnoty krouticího momentu byla vynesena do grafu.



Obr. 16: Kombinace ohybu a kroucení, $M_k = 300 \text{ N}\cdot\text{m}$



Obr. 17: Ekvivalentní ohybová tuhost.

Je zřejmé, že již malý kroučící moment způsobí ztrátu stability tvaru při nižším ohybovém momentu, než při čistém ohybu, resp. ohybu s normálovou silou.

7 ZÁVĚR

Závěrem lze konstatovat:

- Výpočtový program pro analýzu únosnosti obloukové důlní výztuže, vypracovaný na katedře stavební mechaniky, je dobrým nástrojem jak pro návrh, tak pro údržbu výztuže.
- Na bázi modelování ohybu výztuže metodou konečných prvků lze stanovit nelineární charakteristiku ohýbané výztuže, tedy závislost ohybového momentu na úhlu natočení profilu, a to jak pro čistý ohyb, tak pro kombinaci ohybu a normálové síly a též kombinaci ohybu a kroucení. Z ní pak tabelárně (a graficky) přiřadit každému ohybovému momentu ekvivalentní ohybovou tuhost $E \cdot J$.
- Tento postup umožňuje zahrnout zmíněné rysy nelineárního ohybu do výpočtového modelu stejným způsobem, jako geometrickou nelinearitu, tedy změnou geometrické konfigurace, jakož i ohybové tuhosti, a následně opravou matice tuhosti, v každém iteračním kroku.
- Jak ohybová charakteristika, tak z ní odvozená závislost ekvivalentní tuhosti na ohybovém momentu, vykazují bod zvratu, kdy při narůstajícím úhlu ohnutí se ohybový moment začíná zmenšovat. Tento bod představuje ztrátu stability tvaru, kdy při konstantním zatížení dojde ke zhroucení konstrukce.

PODĚKOVÁNÍ

Projekt byl realizován za finanční podpory ze státních prostředků prostřednictvím Grantové agentury České republiky. Registrační číslo projektu je GAČR 105 / 04 / 0458.

LITERATURA

- [1] Novák O., Jílek A., Harvančík R., Sobota J.: STAVEBNÍ MECHANIKA. SNTL Praha, 1965.
- [2] Kolář V., Kratochvíl J., Leitner F., Ženíšek A.: výpočet plošných a prostorových konstrukcí metodou konečných prvků. SNTL, Praha, 1979.
- [3] Kolář V., Němec I., Kanický V.: FEM principy a praxe metody konečných prvků. Computer Press, 1997.
- [4] Crisfield M. A.: Non-Linear Finite Element Analysis of Solids and Structures. John Wiley & Sons Ltd, Baffins Lane, Chichester, 1997.
- [5] Randýsková L., Janas P.: Numerické geometricky nelineární řešení soustavy kruhových oblouků pomocí obecné deformační metody. In: Modelování v mechanice, mezinárodní konference. 18. 5. až 19. 5. 2010, VŠB - Technická univerzita Ostrava, Fakulta stavební, Katedra stavební mechaniky, květen 2010, 9 s., ISBN 978-80-248-2234-1
- [6] Randýsková L., Janas P.: Nelineární řešení ocelové obloukové výztuže při existenci pasívních sil. In: Modelování v mechanice, mezinárodní konference. 2. 2. až 3. 2. 2011, VŠB - Technická univerzita Ostrava, Fakulta stavební, Katedra stavební mechaniky, únor 2011, 12 s., ISBN 978-80-248-2384-3.
- [7] Ansys - structural nonlinearities. User's Guide. SAS IP, Inc. 1999.

Oponentní posudek vypracoval:

Prof. Ing. Jindřich Petruška, CSc., Fakulta strojního inženýrství, VUT Brno.

Prof. Ing. Juraj Králík, Ph.D., Stavební fakulta STU v Bratislavě.

Stanislav SEITL¹, Václav VESELÝ² Ladislav ŘOUTIL³

**ANALÝZA VLIVU PROPORCÍ VÁLCOVÉHO ZKUŠEBNÍHO TĚLESA NA LOMOVÉ
PARAMETRY PŘI ZKOUŠCE KLÍNOVÝM ŠTÍPÁNÍM**

**ANALYSIS OF INFLUENCE OF CYLINDRICAL SPECIMEN'S PROPORTIONS ON FRACTURE
PARAMETERS FROM WEDGE SPLITTING TEST**

Abstrakt

V příspěvku je analyzován test klínovým štípáním na zkušebních tělesech válcového tvaru, připravených z jádrových vývrtů odebraných z existujících konstrukcí. Numerická studie je provedena v rámci lineární elastické lomové mechaniky za použití konečnoprvkového systému ANSYS. Cílem příspěvku je analyzovat vliv rozměru a proporcí drážky pro vložení čelistí přenášejících do tělesa zatížení ze zkušebního zařízení na kritické hodnoty lomové mechanických parametrů (součinitel intenzity napětí a T-napětí) během experimentu.

Klíčová slova

Test klínovým štípáním, lomová mechanika, numerické simulace, jádrové vývrty, součinitel intenzity napětí, T-napětí.

Abstract

In this paper, what is known as wedge splitting test on a cylinder-shaped specimens is analyzed, i.e. the testing configuration utilizing specimens prepared from cores drilled from existing structures. The numerical study is performed in the framework of linear elastic fracture mechanics using finite element method system ANSYS. The aim of the presented contribution is to investigate the influence of the size and proportions of the groove for inserting loading platens on the critical values of the fracture parameters (stress intensity factor – SIF and T-stress) during the laboratory measurement.

Keywords

Wedge splitting test, fracture mechanics, numerical simulations, core drilled specimens, stress intensity factor, T-stress.

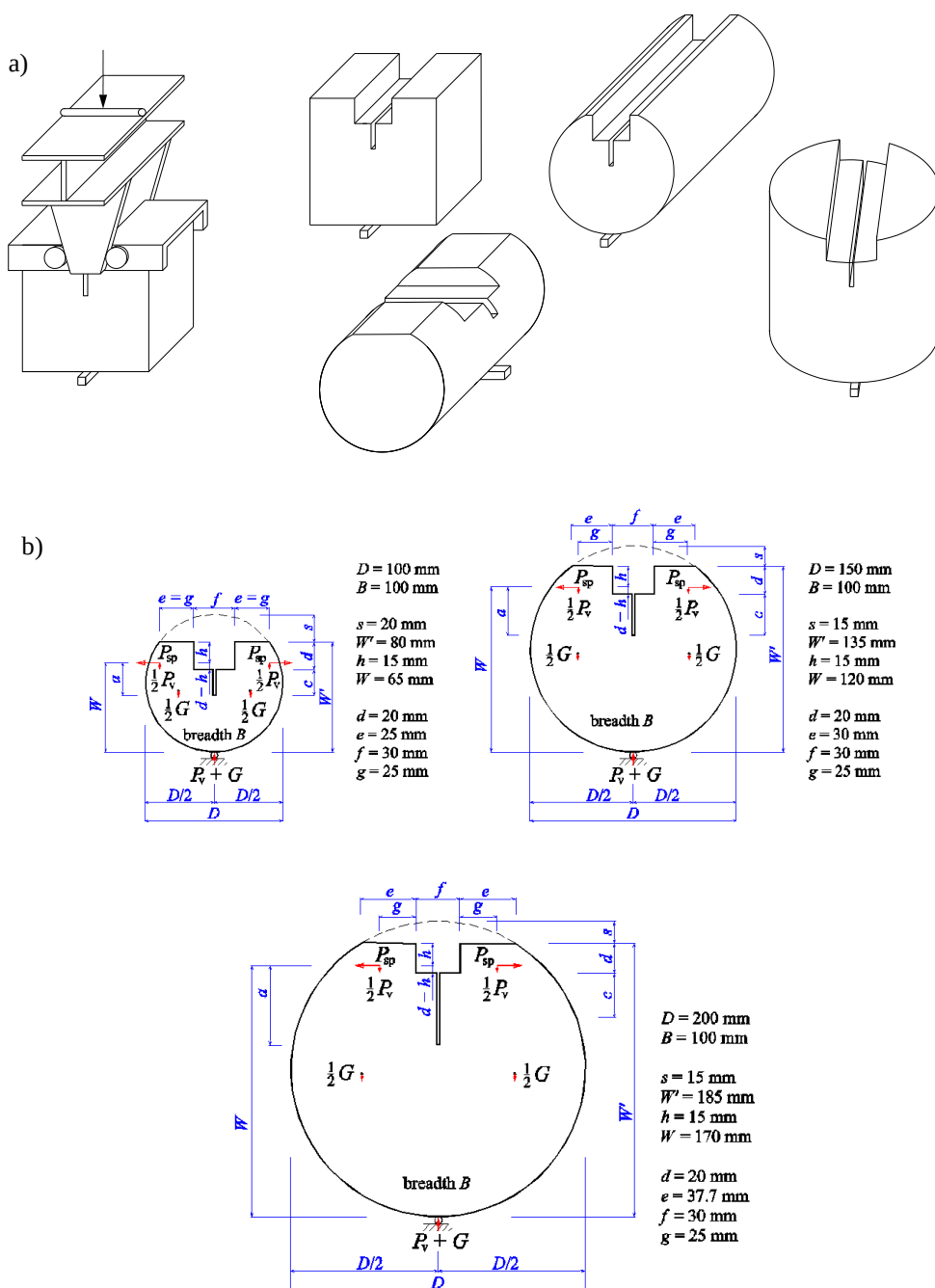
1 ÚVOD

V případě potřeby posouzení životnosti již existujících betonových konstrukcí je z hlediska jejich únosnosti vhodné odebrat vzorek z dílce/části konstrukce tak, aby vznikla v okolí odběrného místa co nejmenší koncentrace napětí. Provádějí se tedy jádrové vývrty, které jsou vhodné pro zjišťování materiálových parametrů (včetně lomově-mechanických) jedná se o zkušební tělesa s kruhovým průřezem. V případě určování lomových charakteristik se tato zkušební tělesa opatřují

¹ Ing. Stanislav Seitzl, Ph.D., Ústav fyziky materiálů, Akademie věd České republiky, Žitkova 22, 616 62 Brno, tel.: (+420) 532 290 361, e-mail: seitzl@ipm.cz

² Ing. Václav Veselý, Ph.D., Ústav stavební mechaniky, Fakulta stavební, Vysoké učení technické v Brně, Veveří 331/95, 602 00 Brno, tel. (+420) 541 247 362, e-mail: vesely.v1@fce.vutbr.cz

³ Ing. Ladislav Řoutil, Ústav stavební mechaniky, Fakulta stavební, Vysoké učení technické v Brně, Veveří 331/95, 602 00 Brno, tel. (+420) 541 247 370, e-mail: routil.l@fce.vutbr.cz



Obr.1 – a) Test klínovým štípáním (Wedge splitting test) - konfigurace a příklady používaných zkušebních těles viz [7], b) Tvar a rozměry studovaných těles z jadrových vývrtů. Pozn.: délka trhliny a je měřena od průmětu bodu působitě zatěžující síly P_{sp} do roviny trhliny ke kořeni trhliny.

zářezem a drážkou pro uchycení zatěžovacích čelistí a následně se podrobují lomovým zkouškám, z nichž zkouška klínovým štípáním (wedge splitting test – WST) navržená v práci [7] a dále rozvinutá v [3] představuje velmi výhodnou alternativu. Zdůrazníme, že se jedná o test se stabilním růstem trhliny a jeho nespornou výhodou je použití relativně malého množství materiálu na rozdíl od

standardně užívaných testů jako jsou např. tříbodový nebo čtyřbodový ohyb trámce se zářezem (RILEM [9]).

Přes již rozsáhlé použití WST v materiálovém výzkumu (např. [21, 23, 25]) doposud nebyla provedena podrobná analýza vlivu okrajových podmínek WST tělesa s kruhovým průřezem na průběh lomu. Cílem příspěvku je za použití metody konečných prvků (MKP) analyzovat vliv velikosti průměru jádrových vývrtů (viz obr. 1) při stálém rozměru čelistní drážky na lomové mechanické parametry zjišťované pomocí zkoušky klínovým štípáním (WST). V této souvislosti poznamenejme, že velikost průměru odebíraného tělesa je třeba vhodně volit z hlediska poměru velikosti zrna kameniva a zkušebního tělesa, resp. délky ve zkušebním tělese existujícího ligamentu.

Tento příspěvek uceluje analýzu šíření trhliny ve vzorcích pro WST, a tedy navazuje na předchozí práce spoluautorů, které se zejména zaměřovaly zejména na WST tělesa ve tvaru krychle [10, 13, 14, 15, 17, 22].

2 ZÁKLADNÍ VZTAHY

Pole napětí v okolí kořene trhliny je v rámci příspěvku charakterizováno pomocí dvoupárametrové lineárně elastické lomové mechaniky (DLELM) [1, 5]. DLELM rozšiřuje klasickou lomovou mechaniku tím, že bere v úvahu nejenom první, singulární člen Williamsova rozvoje [24], ale i jeho druhý, konstantní člen, který charakterizuje stísněnost (constraint) v okolí kořene trhliny. V případě, že trhlina je orientovaná podél osy x a r , θ jsou polární souřadnice s počátkem ve vrcholu trhliny, lze pro případ normálového namáhání působícího ve směru osy y (mód I) vyjádřit složky napětí v následující podobě:

$$\sigma_{ij} = \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}} f_{ij}(\theta) + T \delta_{1i} \delta_{1j}, \quad (1)$$

kde:

K_I – součinitel intenzity napětí,

T – T-napětí,

δ_{kl} – Kroneckerovo delta,

f_{ij} – tvarová funkce úhlu θ .

Poznamenejme, že T-napětí představuje složku napětí σ_{xx} působící rovnoběžně s povrchem trhliny, je nenulové pro normálové namáhání. Jak je uvedeno výše, T kvantifikuje velikost constraintu – záporná hodnota odpovídá malému constraintu a kladná hodnota T-napětí odpovídá vysokému constraintu.

Z praktických důvodů je výhodnější používat jako lomové charakteristiky bezrozměrné parametry. Pro součinitel intenzity napětí pro geometrii WST platí:

$$K_{norm} = \frac{K_I}{K_0}, \text{ přičemž } K_0 = \frac{P_{sp}}{B\sqrt{W}}, \quad (2)$$

kde:

P_{sp} – síla rozevírající trhlínu (splitting force),

B – tloušťka tělesa,

W – charakteristický rozměr WST tělesa.

Pro vyjádření hodnoty T-napětí zavedli Leever s Radonem [6] bezrozměrný parametr biaxiality:

$$B = \frac{T\sqrt{\pi a}}{K_I}, \quad (3)$$

kde:

a – délka trhliny, resp. počátečního zářezu (měřeno od průmětu bodu působíště zatěžující síly P_{sp} do roviny trhliny).

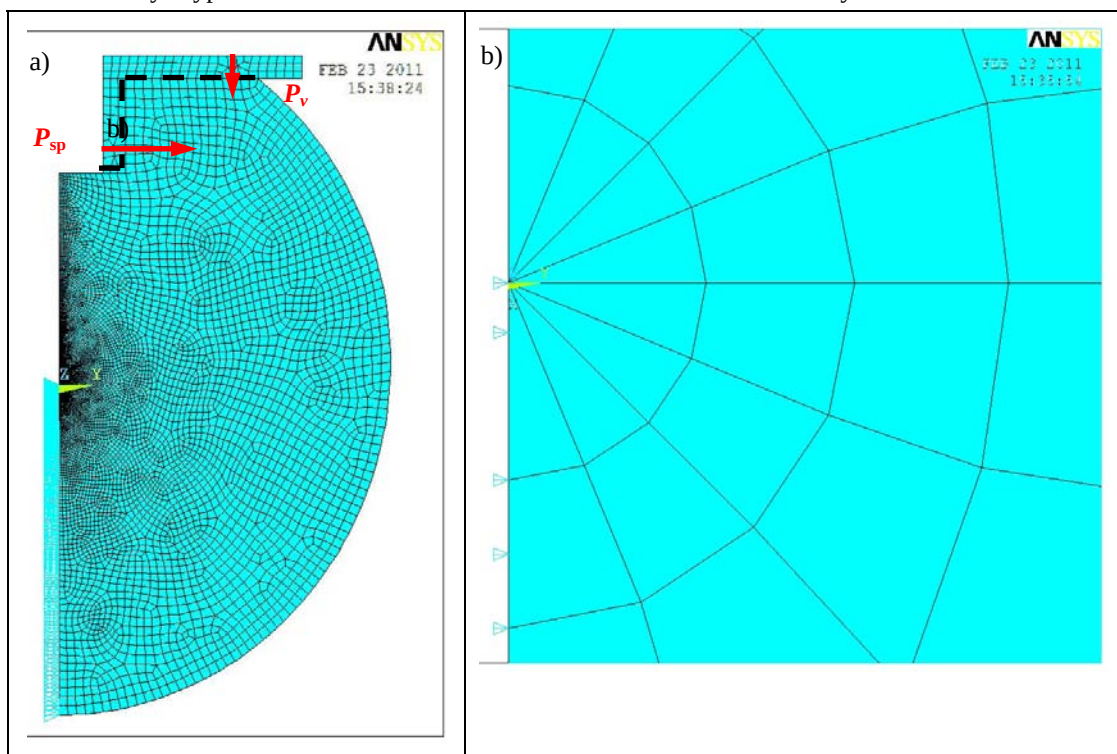
Poznamenejme, že hodnoty faktoru intenzity napětí jsou pro běžně používané geometrické konfigurace těles zpracovány parametricky, viz např. [5, 8, 19], pro WST [4]. Pro složitější reálné konstrukce je možno stanovit hodnoty K -faktoru pomocí metody konečných prvků nebo pomocí hraničních prvků [18]. Hodnoty charakterizující velikost constraintu jsou pro základní tělesa uvedeny např. v [5].

3 POPIS NUMERICKÉHO MODELU

3.1 Geometrie

MKP výpočty byly prováděny v programu ANSYS [2]. Pro studii byly použity výše uvedené WST konfigurace plánované pro určování hodnot lomové mechanických parametrů kompozitů se silikátovou maticí z jádrových vývrtů – viz obr. 1. Těleso bylo modelováno za podmínek rovinné deformace (2D) současně s ocelovými příložkami z důvodu zajištění odpovídajícího přenosu sil na studovaný model. Obr. 2 představuje typický výpočtový model studovaného tělesa, kontakt ocelové příložky a zkušební tělesa je v obrázku naznačen čárkovanou čarou. Modely byly připraveny pro tři průměry $D = 100, 150, 200$ mm s měnící se hloubkou/délkou trhliny a .

Jednotlivé modely obsahovaly okolo 10000 isoparametrických elementů – PLANE 82 s 6 nebo s 8 uzly. Typická velikost elementu v blízkosti vrcholu ostrého vrubu byla 4×10^{-3} mm.



Obr. 2 – MKP model WST – a) výpočtový model, včetně znázornění okrajových podmínek; b) detail MKP sítě v okolí kořene trhliny (použití trhlinového prvku)

3.2 Materiálové modely

Předpokládá se – při uvedené tloušťce tělesa ($t = 100$ mm) – stav rovinné deformace. Hodnoty materiálových charakteristik pro cementové kompozity mají při měření nezanedbatelný rozptyl. Ve

výpočtech byla uvažována hodnota Youngova modulu $E = 44$ GPa a Poissonova čísla $\nu = 0,2$. Materiálové parametry pružného izotropního kontinua pro příložky byly uvažovány o hodnotách $E = 210$ GPa a $\nu = 0,33$, tedy materiálové charakteristiky oceli.

3.3 Zatížení tělesa

Zatížení tělesa přenášené z čelistí zkušebního zařízení je rozloženo vlivem zatěžovacího klínu do dvou komponent: první označená P_{sp} působí na těleso v horizontálním směru a rozevívá trhlinu, druhá síla označená P_v je vertikální a přitlačuje zkušební těleso k podpoře na dolní straně tělesa. Vzájemná závislost sil P_{sp} a P_v je odvozena např. ve zprávě RILEM [9] a je dána vztahem:

$$P_v = P_{sp} k, \text{ přičemž } k = \frac{2 \tan \alpha_w + \mu_c}{1 - \mu_c \tan \alpha_w}, \quad (4)$$

kde:

α_w – úhel rozevívajícího klínu,

μ_c – značí koeficient tření v ložisku.

Poznamenejme, že koeficient tření v ložisku leží v intervalu (0,001; 0,005) a má tedy pouze nepatrný vliv na hodnoty součinitele intenzity napětí i constraintu [13]. Dále tedy síla vznikající třením v ložiscích nebude ve výpočtech uvažována. Použijeme-li standardní úhel rozevívajícího klínu $\alpha_w = 15^\circ$, pak závislost mezi silami lze vyjádřit následovně: $P_v = 0,5359 P_{sp}$.

3.4 Výpočet parametru

Výpočet hodnot součinitelů intenzity napětí byl proveden pomocí příkazu KCALC, který je implementován v použitém výpočtovém systému ANSYS. Pro kontrolu byly hodnoty součinitelů intenzity napětí pro normálový mód vypočteny s použitím J-integrálu.

Hodnoty T-napětí byly získány s použitím speciálního trhlínového elementu s posunutým uzlem do jedné čtvrtiny délky jeho strany ([20], viz obr. 2):

$$T = -\frac{2E}{(1-\nu^2)l} \left[u^{(A)} - 4u^{(B)} + 2u^{(C)} \right], \quad (5)$$

kde:

E – Youngův modul [MPa]

ν – Poissonovo číslo [-]

l – délka elementu [mm],

$u^{(k)}$ – posuv uzlů na elementu [mm]; A značí uzel ve vrcholu trhliny, B posunutý uzel a C uzel na konci elementu.

Pro kontrolu správnosti výpočtu T-napětí byla použita také diferenční metoda, která vychází ze vztahu:

$$T = \lim_{r \rightarrow 0} (\sigma_{xx} - \sigma_{yy}). \quad (6)$$

Složky napětí σ_{xx} a σ_{yy} jsou vypočteny pro $\theta = 0$. Hodnota T-napětí pak byla získána extrapolací lineární části závislosti pro $r \rightarrow 0$. Obě použité metody poskytovaly prakticky stejné výsledky – rozdíly v hodnotách jsou v řádu jednotek procent.

4 ZÍSKANÉ VÝSLEDKY

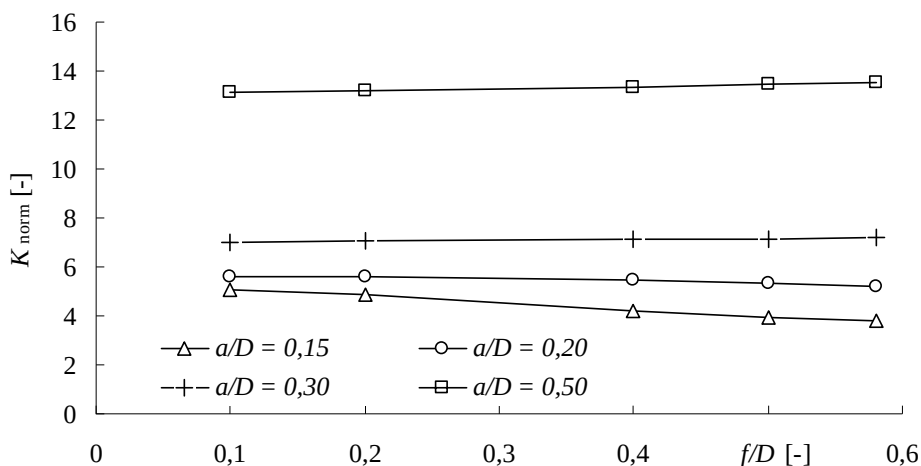
Získané výsledky z numerické studie WST provedené na válcových tělesech jsou rozděleny do dvou podkapitol. První se zabývá podrobnou studií vlivu šířky drážky pro aplikaci zatížení (na obr. 1 – označená jako f) na tělese se základním rozměrem jádrového vývrtu $D = 100$ mm. Snahou bylo pak zachytit všechny reálně možné případy pro daný poměr f/D . V druhé podkapitole pak jsou provedeny

podrobné studie pro šířku drážky pro aplikaci zatížení $f = 30$ mm pro tři používané průměry $D = 100, 150, 200$ mm.

4.1 Studie I – $D = 100$ mm, f nabývá hodnot od 0,1 do 0,6 D

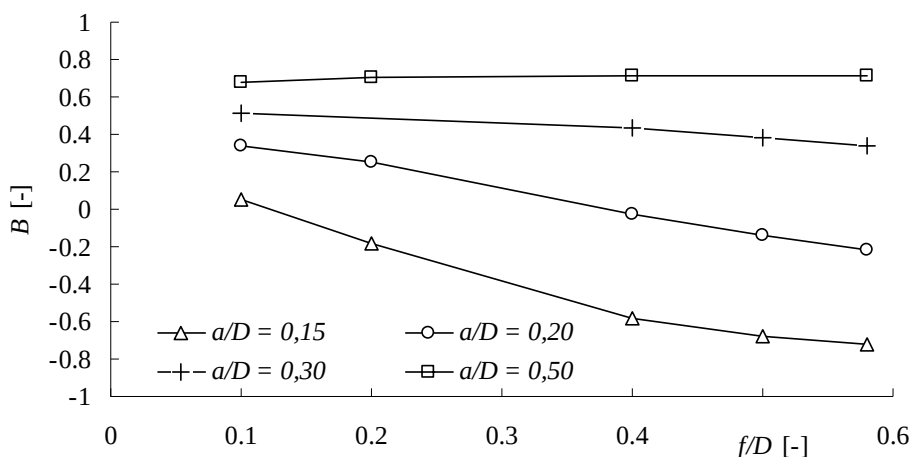
Dosažené výsledky jsou zobrazeny na obr. 3 a 4, kde jsou uvedeny normované hodnoty součinitele intenzity napětí K_{norm} (rov. (2)) a hodnoty parametru biaxiality charakterizující constraint B (rov. (3)) v závislosti na poměru f/D . Poznamenejme, že výsledky navazují na numerickou analýzu uvedenou v [11, 12, 16], kde byly provedeny základní studie na tělesech pro WST válcových tvarů a získané hodnoty byly porovnány s hodnotami lomové mechanických parametrů pro tvarově příbuzné CT (compact tension) vzorky.

Obr. 3 vyjadřuje závislost normované hodnoty součinitele intenzity napětí K_{norm} na poměru f/D , přičemž jsou zde uvedeny hodnoty pro jednotlivé relativní délky trhlin $a/D = 0,15; 0,20; 0,30; 0,50$. Z grafu je patrný pokles normovaných hodnot součinitele intenzity napětí K_{norm} s rostoucími hodnotami poměru f/D ; výrazný je především u těles s vyššími hodnotami a/D . Trend plynoucí ze závislosti na poměru a/D ukazuje, že pro delší zářezy klesá vliv studovaného koncentrátoru napětí (tj. rohu drážky) na průběh hodnot K_{norm} .



Obr. 3: Závislost součinitele intenzity napětí, vyjádřeného pomocí K_{norm} , na poměru f/D pro jednotlivé rozměry $a/D = 0,15; 0,20; 0,30; 0,50$.

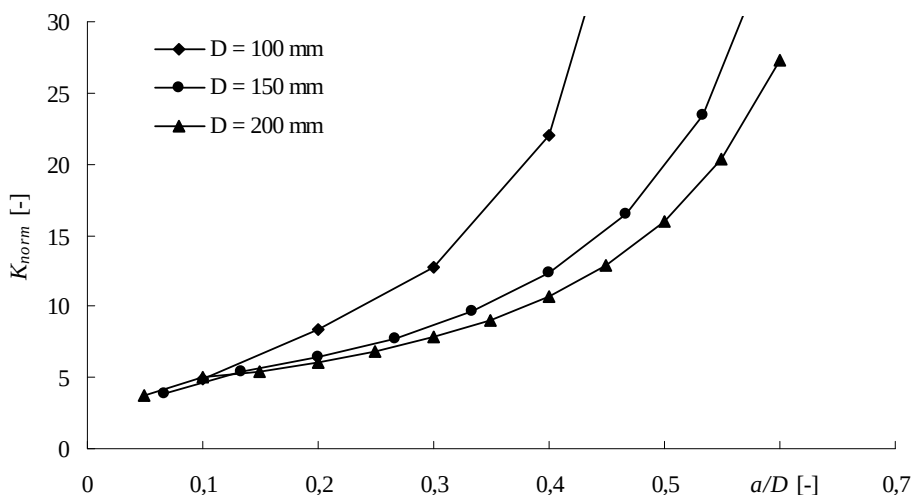
Na obr. 4. jsou vyneseny hodnoty pro T -napětí charakterizované bezrozměrným parametrem biaxiality B , v závislosti na poměru f/D pro jednotlivé poměry a/D . Trend křivek pro B je obdobný jako pro K_{norm} , zejména s rostoucí vzdáleností koncentrátorů (rohů drážky) od líců zářezu klesá jeho vliv na pole napětí v okolí kořene trhliny. Poznamenejme, že uvedený graf je obecně nezbytný při přenosu experimentálně zjištěných výsledků lomové houževnatosti z WST na reálné stavební konstrukce.



Obr. 4: Závislost T-napětí, vyjádřeného pomocí bezrozměrného parametru biaxiality B , na poměru f/D pro jednotlivé rozměry $a/D = 0,15; 0,20; 0,30; 0,50$.

4.2 Studie II – $D = 100, 150, 200$ mm, f je konstantní

Pro porovnání vlivu velikosti těles jsou na následujících obrázcích uvedeny normované hodnoty pro součinitel intenzity napětí a parametr biaxiality pro studované konfigurace při stálé velikosti čelistní drážky pro jednotlivé průměry vzorků $D = 100; 150; 200$ mm. Poznamenejme, že velikost čelistní drážky je $f = 30$ mm, tedy poměry f/D se mění a nabývá hodnot 0,3; 0,2; 0,15. Je zřejmé, že při zachování velikosti čelistní drážky pro všechny tři studované konfigurace jsou hodnoty lomových parametrů nejvíce ovlivněny touto okrajovou podmínkou v případě nejmenšího průměru zkušebního tělesa.

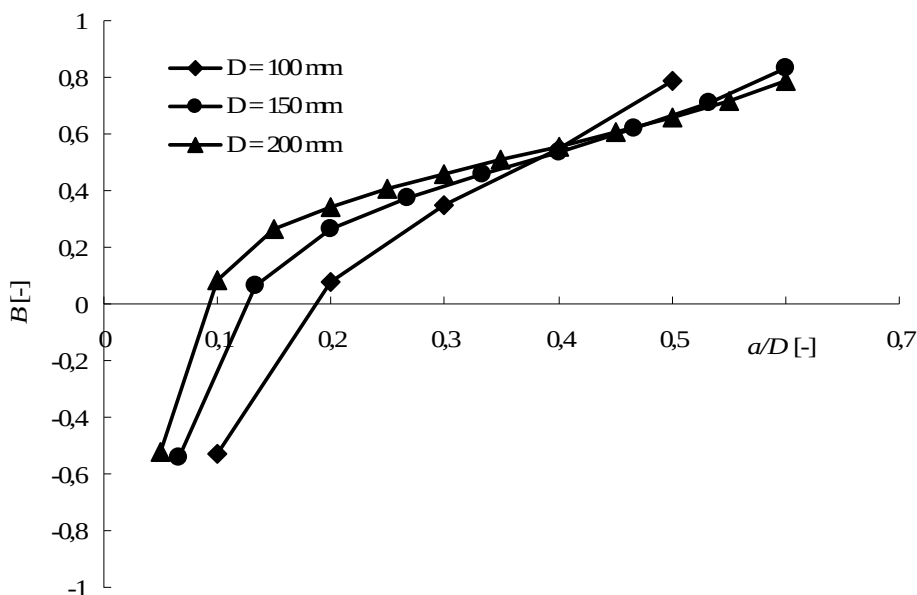


Obr. 5: Graf závislosti normované hodnoty součinitele intenzity napětí K_{norm} na relativní délce trhliny a/D

Poznamenejme, že pro přesnější stanovení hodnot lomové houževnatosti je výhodnější použít vzorky o větším průměru (křivka s nižším gradientem, viz obr. 5), kde chyba vyvolaná nepřesností

stanovení hodnoty délky trhliny neovlivňuje významněji výsledné hodnoty lomové houževnatosti. Při návrhu průměru jádrového vývrtu je třeba brát v úvahu také zvýšenou koncentraci napětí ve stavební konstrukci, vyvolanou odvrtním vzorku.

Na obr. 6 je opět uvedený graf, který je nezbytný při přenosu experimentálně zjištěných výsledků lomové houževnatosti na laboratorně malých tělesech ve studovaném případě z WST na reálné konstrukce. Hodnoty parametru biaxiality mají stejný trend – se zvětšujícím se průměrem D při stejné relativní délce trhliny jsou hodnoty do délky $a/D = 0,4$ vyšší, což znamená vyšší koncentraci napětí v okolí krátké iniciační trhliny.



Obr. 6: Graf závislosti bezrozměrného parametru biaxiality B na relativní délce trhliny a/D .

5 ZÁVĚR

V příspěvku je provedena numerická analýza pole napětí u vrcholu trhliny ve WST vzorku ve tvaru válce používaného při experimentálním stanovování lomové mechanických parametrů cementových kompozitů. Tento tvar WST tělesa je výhodný pro určování lomových parametrů materiálů stávajících konstrukcí, ze kterých může být odebrán ve formě jádrových vývrtů. Vyšetřoval se vliv blízkosti druhého možného singulárního koncentrátoru napětí, a to koutu drážky pro vložení příložek přenášejících zatížení ze zkušebního zařízení do vzorku, na pole napětí v okolí kořene trhliny.

Vliv poměru f/D na hodnotu součinitele intenzity napětí je u uvažovaných vzorků zcela zanedbatelný, stanovené křivky závislosti K_{norm} na f/D se výrazně nemění. Pro v praxi nejčastěji se používaný poměr velikosti čelistní drážky k průměru zkušební tělesa f/D , který leží intervalu (0,15; 0,3) jsou změny hodnot normovaného součinitele intenzity napětí zanedbatelné.

Vliv poměru f/D na hodnotu T-napětí se projevuje zejména u krátkých trhlín, kdy pole napětí okolo magistralní trhliny je ovlivněno blízkým koncentrátorem napětí (koutem čelistní drážky).

Prezentované kalibrační křivky ($K_{\text{norm}} - a/D$) budou používány v rámci metod pro určování lomově-mechanických parametrů cementových kompozitů (odpovídajících modelům ekvivalentní elastické trhliny a modelům kohezivní trhliny).

PODĚKOVÁNÍ

Příspěvek byl realizován za finančního přispění Grantových agentur ČR, projekty GA AV ČR č. KJB200410901 a GA ČR č. P105/11/1551.

LITERATURA

- [1] Anderson, T. L. *Fracture Mechanics Fundamentals and Applications*, Second Edition, CRC Press, 1995.
- [2] ANSYS Users manual version 10.0 2005 Houston: Swanson Analysis System, Inc., 2005.
- [3] BRÜHWILER, E. & WITTMANN, F. H. The wedge splitting test, a new method of performing stable fracture mechanics test. *Engineering Fracture Mechanics*. 1990, 35, pp. 117–125.
- [4] GUINEA, G.V, ELICES, M & PLANAS, J. Stress intensity factors for wedge-splitting geometry. *International Journal of Fracture*. 1996, 81, pp. 113–124.
- [5] KNĚSL, Z. & BEDNÁŘ, K. Two parameter fracture mechanics: calculation of parameters and their values. Brno: IPM of the AS of the Czech Republic, 1997.
- [6] LEEVERS, P.S. & RADON, J.C. Inherent stress biaxiality in various fracture specimen geometries, *International Journal of Fracture*. 1983, 19, pp. 311–325.
- [7] LINSBAUER, H.N & TSCHEGG, E.K. Fracture energy determination of concrete with cube-shaped specimens. *Zement und Beton*. 1986, 31, pp. 38–40.
- [8] MURAKAMI, Y. & Co-editors, *Stress intensity factors handbook* Vol.1,2,3,4,5, The Society of Mat. Science & Elsevier Science, 1987–2001.
- [9] RILEM REPORT 5. 1991 *Fracture Mechanics Test Methods for Concrete*, Edited by S.P. Shah and A. Carpinteri, London: Hall, 1991.
- [10] ŘOUTIL, L., VESELÝ, V. & SEITL, S. Numerical study of wedge-splitting test on concrete specimens. In *Sborník konference Applied mechanics 2010*, J. Blekta (Ed.). Jablonec nad Nisou, April 19–24, 2010. TU Liberec, pp. 107–110, ISBN 978-80-7372-586-0.
- [11] SEITL, S. & VESELÝ, V., Wedge splitting test: Analýza vlivu proporcí válcového zkušebního tělesa na lomové parametry. In *Příprava, navrhovanie a realizácia inženiérskych stavieb, konference CONECO*. Bratislava, 2011 (in press)
- [12] SEITL, S. Wedge splitting test: Numerická studie vlivu šířky drážky pro aplikaci zatížení na chování iniciační trhliny ve válcovém tělese. In *Modelování v mechanice 2011*. Ostrava. Ostrava: VŠB-TUO. 2011, (on CD).
- [13] SEITL, S., DYMÁČEK, P., KLUSÁK, J., ŘOUTIL, L. & VESELÝ, V. Two-parameter fracture analysis of wedge splitting test specimen. In *Proceedings of the 12th Int. Conf. on Civil, Structural and Environmental Engineering Computing*, B.H.V. Topping, L.F. Costa Neves and R C. Barros (eds). Funchal, Civil-Comp Press, Stirling, UK: 2009.
- [14] SEITL, S., KLUSÁK, J., VESELÝ, V. & ŘOUTIL, L. Wedge-splitting test – determination of minimal starting notch length for various cement based composites. Part II: Crack and notch fracture mechanics approaches. *Key Engineering Materials*. 2011, Vols. 452-453, pp. 81–84.
- [15] SEITL, S., ŘOUTIL, L., VESELÝ, V. Numerical analysis of influence of own weight of wedge splitting specimen on constraint level at crack tip. *Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské – Technické univerzity Ostrava*. 2009, číslo 1, ročník IX, řada stavební, článek č. 29, pp. 227–234.
- [16] SEITL, S., ŘOUTIL, L., VESELÝ, V. Numerical analysis of stress field for Wedge splitting geometry, *Applied Mechanics 2009*, Smolenice 6.-9.4. 2009, pp. 270-278
- [17] SEITL, S., VESELÝ, V., ŘOUTIL, L., Two parameter fracture mechanical analysis of a near-crack-tip stress field in wedge splitting test specimens, *Computer and structure* 2011 (in press)

- [18] SLADEK, J. & SLADEK, V. Evaluation of the elastic T-stress in three-dimensional crack problems using an integral formula, *International Journal of Fracture*. 2000, 101, p. L47–L52.
- [19] TADA, H., PARIS, P.C. & IRWIN, G.R. *The Stress Analysis of Cracks Handbook*. The American Society of Mechanical Engineers, New York: 2000.
- [20] TAN, C.L., WANG, X. The use of quarter-point crack-tip elements for T-stress determination in boundary element method analysis, *Engineering Fracture Mechanics*, 2003, 70, pp. 2247–2252
- [21] TSCHIEGG, E.K., JAMEKA, M. & LUGMAYR, R. Fatigue crack growth in asphalt and asphalt-interfaces. *Engineering Fracture Mechanics*, 2011, (in press).
- [22] VESELÝ, V., ŘOUTIL, L. & SEITL, S. Wedge-splitting test – Determination of minimal starting notch length for various cement based composites. Part I: Cohesive crack modelling. *Key Engineering Materials*. 2011, Vols. 452–453, pp. 77–80.
- [23] WALTER, R., OSTERGAARD, R., OLESEN, J.F. & STANG, H. Wedge splitting test for a steel–concrete interface. *Engineering Fracture Mechanics*. 2005, 72, pp. 2565–2583.
- [24] WILLIAMS, M.L. On the stress distribution at the base of stationary crack. *ASME Journal of Applied Mechanics*. 1957, 24, pp. 109–114.
- [25] XIAO, J., SCHNEIDER, H., DONNECKE, C. & KONIG, G. Wedge splitting test on fracture behaviour of ultra high strength concrete. *Construction and Building Materials*. 2004, 18, pp. 359–365.

Oponentní posudek vypracoval:

Ing. Martin Zajíček, Ph.D., Západočeská univerzita v Plzni, Univerzitní 22, Plzeň.

Ing. Aleš Materna, Ph.D., Katedra materiálů, Fakulta jaderná a fyzikálně inženýrská ČVUT v Praze.

Jiří ŠEJNOHA¹, Eva NOVOTNÁ², Olga ŠPAČKOVÁ³

PRAGMATICké MODELy SELHÁNÍ STAVEB V NADLOŽÍ TUNELŮ

PRAGMATIC PROBABILISTIC MODELS FOR QUANTIFICATION OF TUNNEL
EXCAVATION RISK

Abstrakt

Každý stavební projekt čelí mnoha nejistotám, což platí zejména pro tunely, jejichž výstavba je nejvíce ovlivněna těžko predikovatelnými geotechnickými podmínkami. Tento příspěvek je zaměřen na odhad rizika, které vyplývá z těchto nejistot ve fázi výstavby tunelu. Předkládá možné pravděpodobnostní modely použitelné při stavbě tunelů.

Klíčová slova

Riziko, ražba tunelů, tvar poklesové kotliny.

Abstract

Every construction project faces uncertainties and it applies even more to tunnels as they are highly affected by hardly predictable geotechnical conditions. This paper is focused on the assessment of risks ensued from these uncertainties during the construction phase of the tunnel. It suggests a variety of probability-based models applicable in tunnel engineering.

Keywords

Risk, tunnel excavation, shape of subsidence trough.

1 ÚVOD

Tato práce je zaměřena na ocenění rizika v důsledku těžko předvídatelných geotechnických podmínek, které ovlivňují jednotlivé fáze výstavby tunelu. Jiné druhy rizik ohrožujících infrastrukturních projekty, jako jsou např. rizika spojená s financováním, s veřejnými a politickými zájmy, nebo s provozem a údržbou, nejsou předmětem tohoto příspěvku.

Rizika všeho druhu jsou v praxi většinou analyzována s použitím různých klasifikačních a ratingových systémů, viz např. [1], [2]. Metody kvantifikace rizik pomocí spolehlivostního přístupu lze nalézt v např. [3], [4]. V uceleném dokumentu [5] se používá k určení intenzity jednotlivých typů selhání a určení nejzávažnější příčiny metoda FTA (Failure Tree Analysis/Analýza stromu poruch). Následně je použita metoda ETA (Event Tree Analysis/Analýza stromu událostí) k posouzení souvisejících dopadů. Pro obě metody, FTA i ETA, je třeba předpovědět pravděpodobnost výskytu jednotlivých jevů na větvích vyhodnocovacích stromů. Toto lze provést dvěma způsoby: a) pomocí

¹ prof. Ing. Jiří Šejnoha, DrSc., FEEng., CIDEAS, Fakulta stavební, ČVUT v Praze, Thákurova 7 Praha 6 166 29, tel.: (+420) 224 354 492, e-mail: sejnoha@fsv.cvut.cz.

² Ing. Eva Novotná, Ph.D., Katedra mechaniky, Fakulta stavební, ČVUT v Praze, Thákurova 7 Praha 6 166 29, tel.: (+420) 224 354 401, e-mail: novotnae@fsv.cvut.cz.

³ Ing. Olga Špačková, CIDEAS, Fakulta stavební, ČVUT v Praze, Thákurova 7 Praha 6 166 29, tel.: (+420) 224 354 606, e-mail: olga.spackova@fsv.cvut.cz.

expertního odhadu, jak je popsáno v [6], a b) přijetím vhodného pravděpodobnostního modelu [7]. K řešení tohoto problému se nabízí jako efektivní alternativa aplikace dynamických bayesovských sítí (DBN), viz např. [8].

2 PRAVDĚPODOBNOSTNÍ POJMY A KATEGORIZACE PORUCH

Kategorizace poruch s ohledem na jejich povahu a důsledky je prvním krokem k analýze rizika. Za zdroje selhání považujeme následující poruchy:

- rozsáhlé deformace tubusu tunelu;
- překročení přípustných deformací poklesové kotliny;
- nadvylom, popř. zával;
- výskyt puklin určité orientace v únosném nadloží tunelu;
- náhodný pokles mocnosti únosného nadloží.

Narušení vodního režimu v okolí může být také velmi nebezpečným zdrojem selhání, které však zde nebude podrobně diskutováno.

Základním předpokladem pro kategorizaci událostí, popř. selhání, je jejich výlučnost. Potom se celkové riziko vypočítá jako součet rizik vyplývajících z konkrétních selhání. Z toho vyplývá, že rozsáhlé deformace tunelu a následné závaly nelze posuzovat odděleně, ale pouze současně jako dvě neoddělitelné složky závalu.

Pro každou událost je riziko vyjádřené součinem pravděpodobnosti výskytu této události $P[Event]$ a očekávané finanční ztráty D :

$$RISK = P[Event] \times D. \quad (1)$$

Tento vzorec lze zobecnit na (viz např. [7])

$$RISK = \sum_i P[Event] \times P[Consequence(i)|Event] \times D(i), \quad (2)$$

kde $P[Consequence(i)|Event]$ je podmíněná pravděpodobnost, že dojde k selhání (důsledku $[Consequence]$), pokud nastane událost $[Event]$. $D(i)$ je potom opět očekávaná ztráta. Úplnou pravděpodobnost dostaneme součinem podmíněné pravděpodobnosti a pravděpodobnosti, že k události dojde.

Je zřejmé, že analýza vybraných událostí je silně ovlivněna nejistotami v popisu skutečnosti, ze kterého vychází projektant. Z toho plyne, že k popisu jevů a procesů vedoucích k selhání je nutné použít pravděpodobnostní přístup. Mimo to je nutné použít efektivní výpočetní model spolehlivě popisující odezvu tunelu a jeho okolí na náhodné vlivy vyvolané rážbou [9]. Za tímto účelem byl vyvinut model 2D/3D popsáný v [10] a využívající konečných prvků. Kombinuje standardní trojúhelníkové konečné prvky v příčné rovině k ose tunelu s polonekonečnými prvky v podélném směru. Exponenciální tvar funkce posunutí byl stanoven s využitím výsledků extenzometrických měření in situ. Pro oba materiály - tubus tunelu (beton) i jeho okolí (zemina) byl uvažován elasto-plastický materiálový model.

Jednotlivé problémy shrnuté na začátku tohoto oddílu jsou podrobněji řešeny v následujících oddílech 3 a 4. Nicméně první problém, který je zaměřen na překročení očekávaných deformací tunelu, přesahuje obsah této práce a bude vynechán. Poslední dva problémy byly podrobně popsány již v článku z roku 2009 [11].

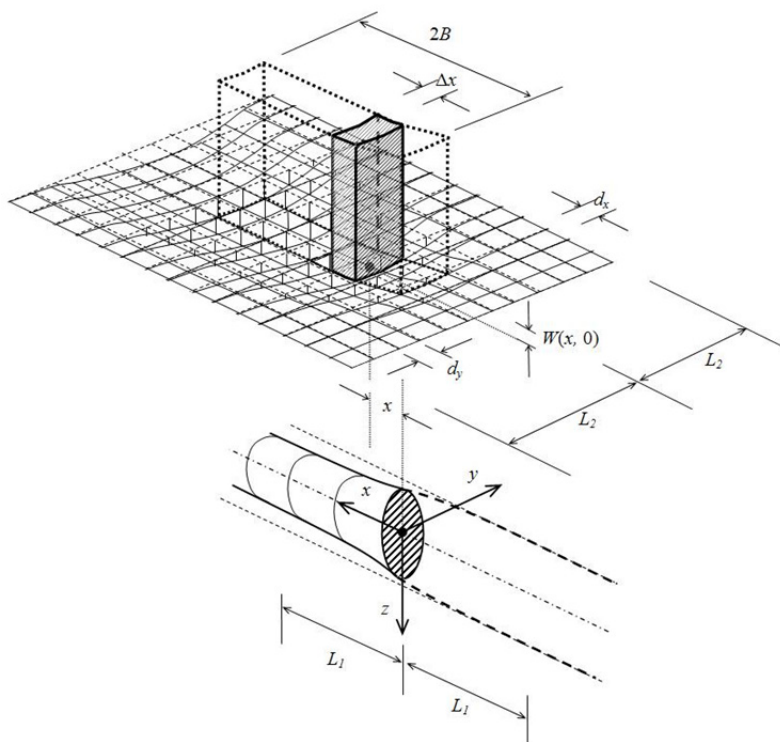
3 PRAVDĚPODOBNOST PŘEKROČENÍ PŘÍPUSTNÝCH DEFORMACÍ POKLESOVÉ KOTLINY

Tento oddíl je zaměřen na navržení pragmatické metodiky, která umožní popsat vliv poklesové kotliny na stavby v nadloží. Tvar kotliny lze aproximovat pomocí stochastické funkce ve tvaru (obr. 1),

$$W(x, y) = \bar{W}(x, y) + w^*(x, y), \quad (3)$$

kde $\bar{W}$ je deterministická funkce vystihující globální tvar poklesové kotliny a w^* popisuje náhodné fluktuace povrchu.

Tvar poklesové kotliny je zřejmě ovlivněn tuhostí stavby, která je v interakci s podloží. Z tohoto pohledu je třeba nahlížet na rov. (3) jako na důsledek této interakce. Globální tvar $W(x, y)$ lze získat buď pomocí vhodného výpočtového modelu, jehož součástí je 2D/3D model [10], nebo na základě měření in situ. Podrobnostmi interakce se v tomto příspěvku nezabýváme. Poznamenejme, že jedině v případě velmi poddajných staveb (např. rámových konstrukcí nevyztužených výplněmi) obvykle nebude nutno se otázkami interakce zabývat.



Obr. 1 Vývoj poklesové kotliny, který vede k deformaci konstrukce v nadloží a k jejímu poškození (L_1, L_2 vymezují rozsah poklesové kotliny)

Rozdíl v sedání mezi dvěma vybranými body lze využít jako ukazatele nerovnoměrného sedání celé budovy. Necht' x je podélná souřadnice měřená ve směru osy tunelu a y je horizontální příčná souřadnice, obě měřené na povrchu. Dojde-li k podélnému překročení přípustných deformací povrchu ve třech bodech $x - d_x; x; x + d_x$ pro $y = 0$, je nutné se příslušným segmentem stavby zabývat (obr. 1). Účinek zatížení způsobený rozdílem sedání těchto bodů může být vyjádřen pomocí difference druhého řádu jako

$$\begin{aligned} \Delta_{2x} W(x; 0) &= \frac{1}{2} [W(x + d_x; 0) + W(x - d_x; 0) - 2W(x; 0)] \\ &\cong \frac{\partial^2 W(x; 0)}{\partial x^2} \frac{d_x^2}{2} \\ &= \Delta_{2x} \bar{W}(x; 0) + \Delta_{2x} w^*(x), \end{aligned} \quad (4)$$

kde $\Delta_{2x}w^*$ je druhá difference flukтуаční složky w^* . Vzhledem k předpokladu (3), aproximujeme poklesovou kotlinu v této nejjednodušší formě

$$\begin{aligned} W(x; y) &= \overline{W}(0; 0)[g_1(x) + g^*][g_2(y) + g^*] \\ &\cong \overline{W}_0\{g_1(x)g_2(y) + g^*[g_1(x) + g_2(y)]\} \\ &= \overline{W}(x; y) + w^*[g_1(x) + g_2(y)], \end{aligned} \quad (5)$$

kde

$$\overline{W}(x, y) = \overline{W}_0 g_1(x) g_2(y), \quad w^* = \overline{W}_0 g^*. \quad (6)$$

Deterministické funkce g_1 a g_2 jsou určeny ze souboru výsledků získaných pomocí měření sedání v bodech (x_i, y_j) , tedy $g_1(0) = g_2(0) = 1$. Tyto funkce se zmenšují se vzdáleností od tunelové čelby. Proto se $g_1 = 0$ pro $|x| \geq L_1$, a podobně $g_2 = 0$ pro $|y| \geq L_2$. V rovnici (5) je g^* náhodně proměnná veličina (tj. nezávislá na x a y). Z tohoto předpokladu plyne, že se míra fluktuace předpokládá stacionární během celé poklesové kotliny. Dosazením rovnice (5) do (4) dostaneme

$$\Delta_{2x}W(x; y) \cong \frac{\overline{W}_0 d_x^2}{2} g_1''(x) g_2(y) \quad (7)$$

a následně

$$\Delta_{2x}w^* \cong \overline{W}_0 g^* \frac{d_x^2}{2} g_1''(x) = w^* \frac{d_x^2}{2} g_1''(x). \quad (8)$$

Díky tomu je $\Delta_{2x}w^*$ funkcí pouze x .

Podobně lze popsat příčný směr poklesové kotliny jako

$$\Delta_{2y}W(x; y) \cong \frac{\overline{W}_0 d_y^2}{2} g_1(x) g_2''(y), \quad \Delta_{2y}w^* = w^* \frac{d_y^2}{2} g_2''(y). \quad (9)$$

Uvažujme nejneprůzračnější pozici konstrukce na povrchu, a to přímo nad osou tunelu, jak je znázorněno na obr. 1. Konstrukce na povrchu selže, pokud kterákoliv z hodnot účinků zatížení $\Delta_{2x}W$ popř. $\Delta_{2y}W$ je větší než odolnosti konstrukce, R_x popř. R_y , za které jsou považovány meze zakřivení základové plochy, jež je konstrukce schopna přenést. V segmentu nacházejícím se ve vzdálenosti x od tunelové čelby (obr. 1) dojde k poruše s pravděpodobností odpovídající této poloze. Potom lze napsat

$$\begin{aligned} p_f(x) &= P[R_x < \Delta_{2x}W(x; 0) \cup R_y < \Delta_{2y}W(x; 0)] \\ &= p_{fx}(x) + p_{fy}(x) - P[R_x < \Delta_{2x}W(x; 0) \cap R_y < \Delta_{2y}W(x; 0)]. \end{aligned} \quad (10)$$

Podmíněné pravděpodobnosti poruchy konstrukce v nadloží jsou definovány podle známých vztahů:

$$p_{fx}(x) = P[R_x < \Delta_{2x}W(x; 0)] = \int_{\text{range of } w^*}^{F_{Rx}} \left[(\overline{W}_0 + w^*) g_1''(x) \frac{d_x^2}{2} \right] \cdot f_{w^*}(w^*) dw^* \quad (11)$$

$$p_{fy}(x) = P[R_y < \Delta_{2y}W(x; 0)] = \int_{\text{range of } w^*}^{F_{Ry}} \left[(\overline{W}_0 g_1(x) + w^*) g_2''(0) \frac{d_y^2}{2} \right] \cdot f_{w^*}(w^*) dw^*,$$

kde F_{Rx} a F_{Ry} jsou distribuční funkce odolnosti konstrukce ve směrech x a y určené pro $\Delta_{2x}W(x; 0)$, resp. $\Delta_{2y}W(y; 0)$. Funkce, popisující účinky zatížení sedáním konstrukce, jsou v integrandu rovnice (11) zapsány do hranatých závorek. Distribuční funkce se může měnit podél délky budovy (na obr. 1)

je tato délka označena $2B$) a obvykle se určí pomocí MKP ve spojení se simulací nějakou efektivní modifikací metody Monte Carlo, f_w^* je funkce hustoty pravděpodobnosti náhodné fluktuace w^* .

Poruchy konstrukce na povrchu ve směru x a ve směru y jsou zjednodušeně považovány za vzájemně nezávislé jevy. Poslední člen v rovnici (10) se v takovém případě redukuje na součin pravděpodobností $p_x(x)$ a $p_y(x)$.

Konečně uvažujme x jako vzdálenost mezi čelbou tunelu a segmentem, ve kterém dojde k poruše v konstrukci na povrchu. Potom je x náhodná proměnná rovnoměrně rozdělená na intervalu $\langle -L_1 - B, L_1 + B \rangle$. Odsud pro pravděpodobnost, že X se nachází v malém intervalu $\langle x, x + dx \rangle$ (viz obr. 1), lze psát

$$P[x \leq X \leq x + dx] = \frac{dx}{2(L_1 + B)}. \quad (12)$$

Úplná pravděpodobnost poruchy je potom dána jako

$$p_f = \frac{1}{2(L_1 + B)} \int_{-L_1-B}^{L_1+B} p_f(x) dx. \quad (13)$$

Jak je vidět z rovnice (13), interval integrace překračuje rozsah dotčené zóny ($2L_1$) kolem tunelové čelby, která je vyznačena v obr. 1. Je to dáno tím, že každý vybraný segment je nedílnou součástí celé konstrukce a jeho selhání je ovlivněno jak pozitivně, tak negativně chováním konstrukce jako celku. Na druhou stranu, mohou být přijata některá zjednodušení. Pokud je konstrukce dostatečně dlouhá, jako např. řadový panelový dům, potom vliv okrajových částí na odezvu vnitřních úseků lze do značné míry zanedbat. Kromě toho je užitečné předpokládat, že poklesová kotlina nemění svůj tvar v průběhu procesu ražby, pouze se posunuje kupředu, jak tento proces postupuje. Pak funkci $p_f(x)$ je možné získat analýzou budovy jako celku pro danou (vybranou) polohu čelby tunelu.

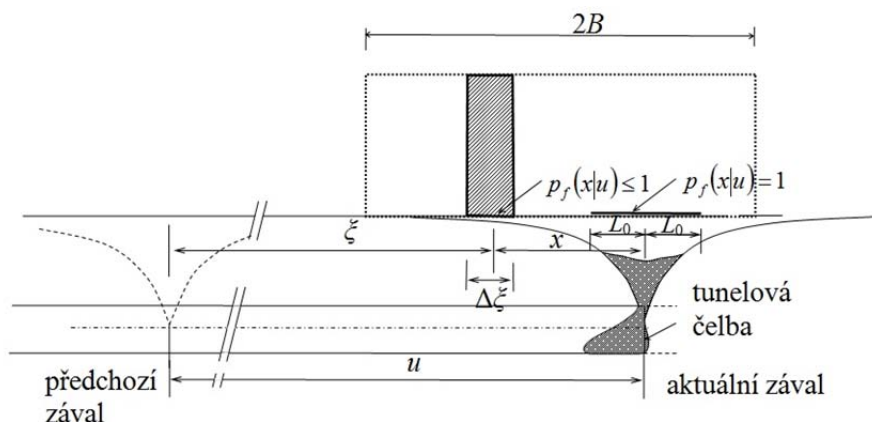
Za zmínku stojí, že nadměrné deformace poklesové kotliny se vyskytují ve lhůtě řádu hodin až měsíců, obvykle do jednoho roku [3]. Jedná se tedy o proces časově závislý díky reologickým vlastnostem konstrukčních materiálů (zejména betonu a zeminy). Jednoduchá metoda, která umožňuje zvládnout řešení podobných problémů, je popsána v [12] popř. [13]. Tuto problematiku, která je předmětem počítačové mechaniky, nemůžeme v tomto příspěvku podrobněji řešit.

4 PRAVDĚPODOBNÁ ŠKODA ZPŮSOBENÁ NADVÝLOMEM POPŘÍPADĚ ZÁVALEM

4.1 Pravděpodobnost selhání konstrukce v nadloží

Zával je méně častou variantou možných havárií, ke kterým dochází během ražby tunelu. Nicméně ze série tří závalů zaznamenaných v rámci výstavby tunelu Blanka v Praze vyplývá, že tento způsob porušení se stává vážnou hrozbou, kterou je třeba řádně analyzovat. Za tímto účelem byla navržena efektivní metodika založená na rozšíření přístupu navrženého v předchozím oddílu.

Při odhadování nákladů vzniklých z důvodu závalu je třeba brát v úvahu dva faktory. Nejdůležitější z nich je určitá predispozice horniny v okolí tunelu k selhání. Tato vlastnost spolu s dalšími faktory vyjmenovanými v oddílu 3 vede k závalu. Jakékoli informace o části tunelu předcházející té, ve které očekáváme zával, doplňují pravděpodobnostní výpočet a činí jej důvěryhodnějším. Užitečnou informací je poloha posledního závalu. Kóta u na obr. 2 udává vzdálenost mezi dvěma po sobě jdoucími závaly.



Obr. 2 Zával pod dlouhou budovou

Selhání je dále popsáno pomocí Poissonova modelu, tzn., že náhodně proměnná vzdálenost mezi dvěma závaly U je exponenciálně rozdělená s intenzitou výskytu λ , což je jediný parametr tohoto rozdělení. Pak

$$F_U(u) = P(U \leq u) = 1 - e^{-\lambda u} \quad F_U(u) = P(U \leq u) = 1 - e^{-\lambda u}. \quad (14)$$

Pravděpodobnost, že náhodná pozice závalu je v intervalu $\langle u, u + du \rangle$, je

$$f_U(u)du = P(u \leq U \leq u + du) = \lambda e^{-\lambda u} du \quad f_U(u)du = P(u \leq U \leq u + du) = \lambda e^{-\lambda u}. \quad (15)$$

V další části tohoto příspěvku se intenzita λ předpokládá jako známá.

Známe-li podrobnější informace o okolnostech, které vedou ke ztrátě stability okolní zeminy, je možné je zohlednit za pomoci rovnice (15). Nechť P_1 je odhadnutá pravděpodobnost, že k závalu dojde v intervalu $u_1 \leq U \leq u_2$, viz obr. 3, a vyjádření

$$f_U(u)du = P_1 g_U(u)du \quad u_1 \leq U \leq u_2 \quad f_U(u)du = P_1 g(u)du, \quad u_1 \leq U \leq u_2 \quad (16)$$

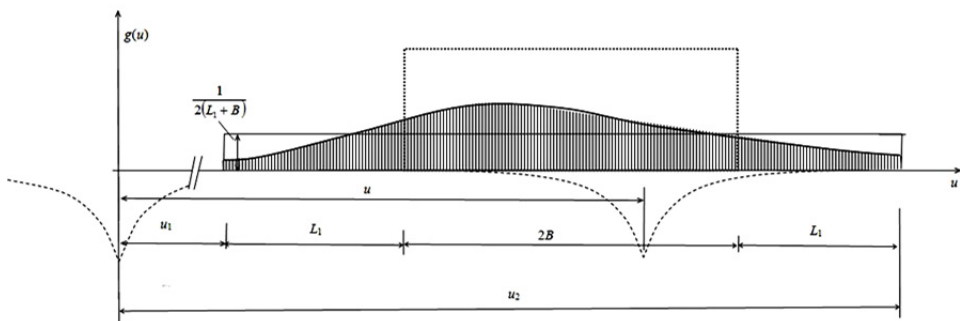
je odborníkem stanovená náhrada rovnice (15). Protože

$$\int_{u_1}^{u_2} f_U(u)du = P_1 \int_{u_1}^{u_2} g_U(u)du = P_1 \int_{u_1}^{u_2} f_U(u)du = P_1 \int_{u_1}^{u_2} g(u)du = P_1,$$

lokalizační funkce g musí splnit podmínku normalizace

$$\int_{u_1}^{u_2} g_U(u)du = 1. \int_{u_1}^{u_2} g(u)du \quad (17)$$

Možný tvar lokalizační funkce je zobrazen na obr. 3.



Obr. 3 Expertně vyjádřená identifikace závalu

Druhý faktor se vztahuje k selhání jednotlivých segmentů konstrukce v nadloží. Příslušné pravděpodobnosti závisí nejen na vlastnostech konstrukce samé (geometrické uspořádání, vlastnosti materiálů a další), ale také na umístění předchozích závalů vzhledem k vybranému segmentu. Dále je pozice segmentu označena jako x , podobně jako v oddílu 3, viz obr. 1 a 2.

S ohledem na umístění závalu musíme rozlišovat následující dva scénáře:

a) Zával se nachází v poloze dostatečně daleko od vybraného segmentu. Pak pro popis poklesové kotliny mohou být použity vztahy navržené v oddílu 3. Rovnice (10) až (13) jsou pak použity k určení podmíněné pravděpodobnosti poruchy v konstrukci na povrchu $p_f(x|u) \leq 1$, vzhledem k pozici závalu označené jako u .

b) Zvláštní pozornost musí být věnována nejnebezpečnější situaci, kdy dojde k závalu přímo v rámci sledovaného segmentu nebo v jeho těsné blízkosti ($|x| < L_0$). Pak nejjednodušší horní odhad podmíněné pravděpodobnosti je $p_f(x|u) \approx 1$.

Pro získání podmíněné pravděpodobnosti poruchy pro danou pozici závalu u je k dispozici model z oddílu 3, kde $\xi = u - x$ (viz Obr. 2). S využitím rovnice (15) popř. (16) určíme nepodmíněnou pravděpodobnost poruchy ve vybraném segmentu ξ

$$p_f(\xi) = \int_{u_1}^{u_2} p_f(\xi|u) f_U(u) du + 2L_0 f_U(\xi). \quad (18)$$

Opět platí, že interval integrace byl rozšířen na $2B$ tak, aby zahrnoval okrajový efekt do popisu celkového chování konstrukce na povrchu.

Lze přijmout i poněkud odlišný a možná i jednodušší pohled na pravděpodobnost selhání a následně na predikci rizika. Je nepochybné, že celkové riziko bude záviset na počtu poruch zaznamenaných v konstrukci. S odvoláním na rovnici (10) je porucha chápána jako překonání odolnosti konstrukce účinkem zatížení. Selhání v každém segmentu je vzájemně propojené s ostatními segmenty. K odhadu míry poškození konstrukce (vzhledem k danému umístění závalu u) jsme opět přijali Poissonův model. Vhodným nástrojem k propojení obou modelů jak pravděpodobnostního, tak mechanického se stal „rozetřený“ model z roku 1970 (viz [14]), popisující chování řadových panelových domů tak, že diskrétní soustavy nadpraží v jednotlivých řadách otvorů jsou nahrazeny ekvivalentními spojitými prostředními. Intenzita selhání λ^* je funkcí dvou proměnných, ξ a u , a vztahuje se k podmíněné pravděpodobnosti poruchy následovně

$$p_f(\xi|u) = \lambda^*(\xi|u) \Delta \xi \quad (19)$$

kde $\Delta \xi$ je infinitezimální šířka vybraného segmentu.

Potom

$$\Lambda^*(u) = \int_0^{2B} \lambda^*(\xi|u) d\xi \quad \Lambda^*(u) = \int_0^{2B} \lambda^*(\xi|u) d\xi \quad (20)$$

je průměrný počet poruch za předpokladu, že zával se nachází ve vzdálenosti u . Podmíněnou pravděpodobnost, že počet poruch v rámci rozetřeného modelu je n , lze vyjádřit pomocí Poissonova modelu jako

$$P(N = n|u) = [\Lambda^*(u)]^n e^{-\Lambda^*(u)} / n! \quad P(N = n|u) = [\Lambda^*(u)]^n e^{-\Lambda^*(u)} / n! \quad (21)$$

A nakonec odhad pro úplnou pravděpodobnost počtu poruch se určí jako:

$$P(N = n) = \int_{u_1}^{u_2} \frac{[\Lambda^*(u)]^n e^{-\Lambda^*(u)}}{n!} f_U(u) du \quad P(N = n) = \int_{u_1}^{u_2} \frac{[\Lambda^*(u)]^n e^{-\Lambda^*(u)}}{n!} f_U(u) du. \quad (22)$$

Z ní pak riziko vypočteme jako

$$RISK = \sum_{n=1}^{\infty} D_n P(N = n), \quad (23)$$

kde D_n je škoda odpovídající n poruchám.

5 HODNOCENÍ RIZIKA

V předchozích oddílech byly navrženy dva modely pro predikci pravděpodobnosti selhání konstrukce. V tomto oddílu se soustředíme na návrh jednoduché strategie umožňující rozumný odhad rizika. Zaměříme se na škody v důsledku náhodného závalu, jak je popsáno v oddílu 4. Ekvivalentní model pro daný problém je k dispozici také v oddílu 3.

Pokud k závalu dojde pod konstrukcí na povrchu nebo blízko ní, např. pro $|x| < L_0$ (viz scénář b) v oddílu 4), její poškození vyžaduje zásadní opravu a vynaložení velkého objemu finančních zdrojů D_0 . Analýza tohoto scénáře vyžaduje podrobné posouzení expertem. Naopak, jestliže je systém vystaven scénáři a), musí být dodatečné náklady D_1 přidány k D_0 .

V současnosti není mnoho inženýrů obeznámeno s konstrukčním řešením založeným na pravděpodobnostním přístupu. S ohledem na tuto skutečnost a ve snaze zjednodušit výpočet co nejvíce, bereme jak účinek zatížení $\Delta_{2x}W$, tak odolnost konstrukce R , jako deterministické funkce závislé na $x = u - \xi$, a pouze pozice závalu, u , se uvažuje jako jediná náhodná veličina a je charakterizována funkcí hustoty pravděpodobnosti, $f_u(u)f_U(u)$. V rámci řadových panelových domů se odolnost konstrukce nebude podstatně lišit a může být považována za konstantní $R_x(\xi) = \bar{R}$.

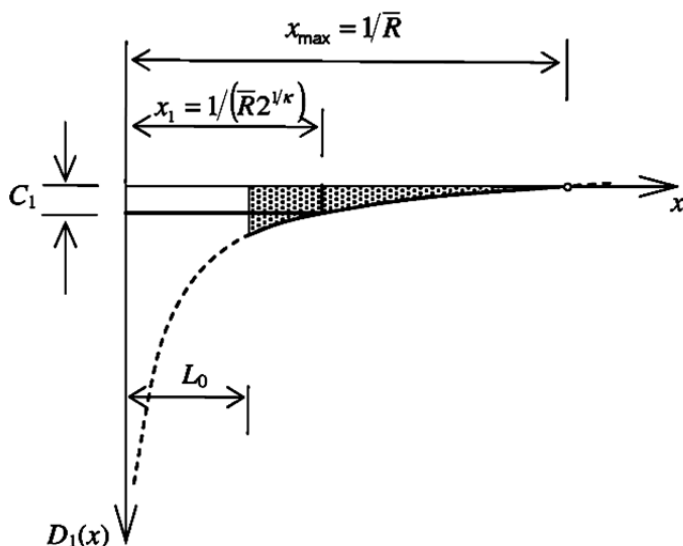
Potom je rozumné aproximovat $D_1(\xi)$ deterministickou funkcí účinků zatížení v této podobě

$$D_1(\xi) \cong C_1 \left\{ \left[\frac{\Delta_{2x}W(\xi)}{\bar{R}} \right]^\kappa - 1 \right\}, \quad \text{pro } |u - \xi| \geq L_0, \quad \frac{\Delta_{2x}W(\xi)}{\bar{R}} \geq 1, \quad (24)$$

kde C_1 je cena opravy pro specifickou hodnotu účinku zatížení $[\Delta_{2x}W(\xi)/\bar{R}] = 2$ a κ je parametr odrážející rozsah nelinearity v rovnici (24).

Pro hrubý expertní odhad je snadno dostupná hyperbolická aproximace (obr. 4):

$$D_1(\xi) = C_1 \left\{ \left[\frac{1}{(u - \xi)\bar{R}} \right]^\kappa - 1 \right\}, \quad \text{pro } \left[\frac{1}{(u - \xi)\bar{R}} \right]^\kappa - 1 \geq 0. \quad (25)$$



Obr. 4 Jednoduchý odhad funkce škod D_1 , v závislosti na vzdálenosti $x = u - \xi$ od pozice závalu

Nechť $D(\xi)$ je oceňovací funkce pokrývající oba scénáře a) i b). S ohledem na rovnici (20) je horní odhad ohodnocení rizika

$$E[RISK(u)] = \int_0^{2B} D(\xi) \lambda * (\xi|u) d\xi. \quad (26)$$

Konečně prakticky využitelný vztah pro predikci celkového průměrného rizika lze psát jako

$$E[RISK(u)] = \int_{u_1}^{u_2} E[RISK(u)] f_U(u) du \quad E[RISK] = \int_{u_1}^{u_2} E[RISK(u)] f_U(u) du \quad (27)$$

6 Závěr

FTA a ETA jsou široce používané expertní metody pro predikci rizika spojeného s výstavbou a provozováním složitých a nákladných staveb. Ražba tunelu je typický příklad z technické praxe, kde je těchto metod v zahraničí, prozatím na rozdíl od ČR, využíváno. Pravděpodobnostně založené přístupy jsou efektivní alternativou k expertním metodám. Je možné odhadnout riziko přímo pomocí těchto metod nebo je využít jako pomocný nástroj, který umožňuje stanovit pravděpodobnosti přiřazené k jednotlivým větvím příslušného stromu (FTA, ETA).

Tato práce je založena na použití vztahů z teorie pravděpodobnosti ve spojení s metodami používanými v počítačové mechanice. To naznačuje, že teoretické nástroje umožňují analyzovat ty nejzávažnější problémy, kterým musíme čelit při stavbě tunelů. Jevy, které byly popsány v rámci tohoto příspěvku se nedávno objevily při ražbě tunelu Blanka v Praze [15]. Z toho vyplývá, že metody popsané v oddílech 3 až 5 mají praktické využití.

Samozřejmě, že existují určité nedostatky, které by neměly být přehlíženy. Hlavním bodem jsou materiálové vlastnosti, které musí být řádně určeny pomocí in situ měření i laboratorních testů. Pokud nebudeme mít spolehlivé vstupní údaje, každá sofistikovaná teorie, použitá k predikci vývoje je zbytečná a nemůže být uplatněna zodpovědně.

Vhodným nástrojem umožňujícím snížit míru nejistoty vstupních parametrů je bayesovská inference (dedukce). Ta umožňuje zpřesnit nejen statistické parametry materiálových veličin, ale i dalších náhodných proměnných, jako je intenzita poruch, či exponent ve funkci vyjadřující vývoj poklesové kotliny ve směru ražby tunelu (viz [10]). V této souvislosti lze efektivně použít i modifikaci metody MONTE CARLO, označovanou jako subspace simulation [16].

Zcela nový přístup pak představují dynamické bayesovské sítě (DBN). Ty kombinují standardní bayesovskou síť (BN) využívající markovovského předpokladu o statistické závislosti pouze mezi dvěma sousedními segmenty ražby s dodatečnými informacemi získanými z kontinuálního měření in situ pro bayesovský „updating“ (aktualizaci). Sleduje se celý proces ražby a základem jsou podmíněné pravděpodobnosti přechodu z jednoho segmentu na druhý. Vhodné algoritmy (dopředný, zpětný a algoritmus pro vyhlazení predikce) jsou jako příklad aplikovány v [8] k popisu náhodného šíření trhliny.

PODĚKOVÁNÍ

Tento výsledek byl získán za dílčí finanční podpory projektu MŠMT ČR, projekt 1M0579 v rámci činnosti výzkumného centra CIDEAS a projektu TAČR TA01030245.

LITERATURA

- [1] ESKESEN, S.D., TENGBORG, P., KAMPMANN, J., VEICHERTS, T.H., *Guidelines for tunnelling risk management: International Tunnelling Association, Working Group No. 2. Tunnelling and Underground Space Technology* 19, 2004, pp. 217-237.
- [2] STURK, R., OLSSON, L., JOHANSSON, J., *Risk and decision analysis for large underground projects, as applied to the Stockholm ring road tunnels. Tunnelling and Underground Space Technology* 11, 1996, pp. 157- 164.
- [3] SOUSA, R.L., *Risk analysis for tunneling projects*,. Dissertation, MIT, 2010.

- [4] ISAKSSON, T., STILLE, H., *Model for estimation of time and cost for tunnel projects based on risk evaluation*. Rock Mechanics and Rock Engineering 38, 2005, pp. 373-398.
- [5] ŠPAČKOVÁ, O. et al., Expert estimate of probability of failure on tunnel excavation, Tunel (4), 2010, pp. 15-23.
- [6] ŠEJNOHA, J., JARUŠKOVÁ, D., ŠPACOVÁ, O., NOVOTNÁ, E., *Risk quantification for tunnel excavation process*, Proceedings of World Academy of Science, Engineering and Technology (58), 2009, pp. 101- 109.
- [7] ŠEJNOHA, J. et al., Probability/based models for evaluation of tunnel excavation risks, výzkumná zpráva CIDEAS, Praha, 2008.
- [8] STRAUB, D., Stochastic Modeling of Deterioration Processes through Dynamic Bayesian Networks, Journal of Engineering Mechanics, ASCE, říjen 2009, pp. 1089-1099.
- [9] HLAVÁČEK, P., HLAVÁČKOVÁ, O., EBERMANN, T., Analysis of real full of stress and strain evolution in the vicinity of tunnel heading as well as of terrain settlement, výzkumná zpráva pro projekt GAČR č. 103/09/2016, Praha, 2009.
- [10] JANDA, T., ŠEJNOHA, M., ŠEJNOHA, J., Improved Modeling of Tunnel Excavation with Two- dimensional Finite Elements Recent Developments in Structural Engineering, Mechanics and Computation [CD-ROM] Rotterdam: Millpress, 2007.
- [11] NOVOTNÁ, E. et al. Predikce nepříznivých geotechnických podmínek s využitím pravděpodobnostních modelů , Stavební obzor, roč. 19 č. 4, Praha 2010.
- [12] ŠEJNOHA, M. et al., *Stochastic analysis of failure of earth structures*, Probabilistic Engineering Mechanics 22, 2007, pp. 206 – 218.
- [13] ŘEŘIČA, P., ŠEJNOHA, J., *Partial service life assessment of reactor containment*, Nuclear Engineering and Design 235, 2005, pp. 2451 – 2462.
- [14] JENDELE, M., ŠEJNOHA, J., Tall buildings with stiffening tubes and diaphragms, Moskva, 1980.
- [15] BUTOVIČ, A., DVOŘÁK, J., ŠOUREK, P., *The Blanka tunnel on the city circle road in Prague*, Tunel (1), 2006, pp. 38-45.
- [16] AU, S.K., BECK, J.L., *Estimation of small failure probabilities in high dimensions by subset simulation*. Probabilistic Engineering Mechanics 16(4), 2001, pp. 263-277.

Oponentní posudek vypracoval:

Doc. Ing. Alexandr Rozsypal, CSc. ARCADIS, Geotechnika a.s., Praha.

Doc. Ing. Karel Vojtasík, CSc., Fakulta stavební, VŠB TU Ostrava.

Sborník vědeckých prací
Vysoké školy báňské – Technické univerzity Ostrava
číslo 1, rok 2011, ročník XI, řada stavební

Transactions of the VŠB – Technical University of Ostrava
No. 1, 2011, Vol. XI, Civil Engineering Series

Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské – Technické univerzity Ostrava, řada stavební, je členem
Seznamu recenzovaných neimpaktovaných periodik vydávaných v České republice.
(seznam zřizuje Rada pro výzkum a vývoj vlády ČR)

Redakční rada:

Šéfredaktor: doc. Ing. Martin Krejsa, Ph.D., VŠB-TU Ostrava, Fakulta stavební
Zástupce šéfredaktora: doc. RNDr. Hrubešová Eva, Ph.D., VŠB-TU Ostrava, Fakulta stavební

Členové redakční rady:

prof. Ing. Radim Čajka, CSc., VŠB-TU Ostrava, Fakulta stavební
Dr. Peter Dusicka, Ph.D., P.E., Portland State University, USA
doc. Ing.arch. Ján Ilkovič, CSc., Fakulta architektúry STU v Bratislave, Slovensko
doc. Ing. Janas Petr, CSc., VŠB-TU Ostrava, Fakulta stavební
prof. RNDr. Zdeněk Kaláb, CSc., Ústav geoniky AV ČR a VŠB-TU Ostrava, Fakulta stavební
prof. Ing. Jozef Melcer, DrSc., Žilinská univerzita v Žiline, Stavebná fakulta, Slovensko
doc. Ing. Jaroslav Navrátil, CSc., Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební
Ing.arch. Hana Pačlová, VŠB-TU Ostrava, Fakulta stavební
Ing. Jindřich Pater, ČKAIT, oblastní kancelář Ostrava
prof. Dr.hab. inž. Jaroslav Rajczyk, Fakulta stavební, Polytechnika Czestochowa, Polsko
doc. Ing. Vlastislav Salajka, CSc., Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební
doc. Ing. Jaroslav Solař, Ph.D., VŠB-TU Ostrava, Fakulta stavební
doc. Ing. Richard Šňupárek, CSc., Ústav geoniky AV ČR
prof. dr hab. inž. Jerzy Wyrwal, Fakulta stavební, Polytechnika Opole, Polsko

Technický redaktor:

Eva Janků, VŠB-TU Ostrava, Fakulta stavební

Publikované články jsou recenzovány.
Za jazykovou správnost odpovídá autor.

Adresa redakce:

Ludvíka Podéště 1875/17
708 33 Ostrava - Poruba
Česká republika

web: <http://www.fast.vsb.cz/cs/okruhy/veda-a-vyzkum/odborna-cinnost-fakulty/sbornik-vedeckych-praci>

© Vydala Vysoká škola báňská – Technická univerzita Ostrava
Tisk a vazba: Printo s.r.o., Gen. Sochora 1379/6, 708 00 Ostrava-Poruba

Náklad: 150 ks

Neprodejné

ISSN 1213-1962