2 2012
ročník XII

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

Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské - Technické univerzity Ostrava
číslo 2, rok 2012, ročník XII, řada stavební

Transactions of the VŠB - Technical University of Ostrava
No. 2, 2012, Vol. XII, Civil Engineering Series

AGEL Petr, LOKAJ Antonín
LABORATORNÍ TESTOVÁNÍ ÚNOSNOSTI MECHANICKÉHO SPŘAŽENÍ DŘEVOBETONOVÉHO NOSNÍKU 1

ČAJKA Radim, BUCHTA Vojtěch, BURKOVIČ Kamil, FOJTÍK Roman
EXPERIMENTÁLNÍ MĚŘENÍ ZÁKLADOVÉ DESKY NA PODLOŽÍ 9

JANULÍKOVÁ Martina, ČAJKA Radim, MATEČKOVÁ Pavlína, BUCHTA Vojtěch
LABORATORNÍ MĚŘENÍ REOLOGICKÝCH VLASTNOSTÍ ASFALTOVÝCH PÁSŮ PŘI SMYKOVÉM ZATÍŽENÍ 15

LOKAJ Antonín, VAVRUŠOVÁ Kristýna
OVĚŘENÍ ÚNOSNOSTI JEDNOSTŘIŽNÉHO HŘEBÍKOVÉHO SPOJE CEMENTOŠTĚPKOVÝCH DESEK 23

LOKAJ Antonín, KLAJMONOVÁ Kristýna
ÚNOSNOST SVORNÍKOVÝCH SPOJŮ KULATINY S VLOŽENÝMI OCELOVÝMI PLECHY PŘI JEDNORÁZOVÉM STATICKÉM NAMÁHÁNÍ 27

MYNARZOVÁ Lucie, BÁRTA Martin, MYNARZ Miroslav
DETERMINATION OF THE BLAST INDUCED LOAD 33

STARÁ Marie, ČAJKA Radim, MATEČKOVÁ Pavlína, BUCHTA Vojtěch
LABORATORNÍ MĚŘENÍ DEFORMACÍ OBOUSMĚRNĚ PŘEDPJATÉHO ZDIVA 43

BOHÁČOVÁ Jana, STANĚK Stanislav, VAVRO Martin
MOŽNOSTI APLIKACE ALKALICKY AKTIVOVANÝCH SYSTÉMŮ VE STAVEBNICTVÍ 49

ŠČUČKA Jiří, HRUBEŠOVÁ Eva, MARTINEC Petr, PETŘÍK Tomáš,
PÍSEK INJEKTOVANÝ POLYURETANEM - ANALÝZA NAPĚŤO-DEFORMAČNÍHO STAVU GEOKOMPOZITNÍHO MATERIÁLU S ANOMÁLNÍ STRUKTUROU 59

DVORSKÝ Tomáš, ŠŤASTNÝ Martin, ŠILAROVÁ Petra
NOVÉ PLNIVO DO LEHKÝCH BETONŮ 69

ĎURIŠ Lukáš, ALDORF Josef, VOJTASÍK Karel
CHOVÁNÍ DEFINITIVNÍHO OSTĚNÍ PŘI EXTRÉMNĚ NÍZKÝCH TEPLOTÁCH 79

ĎURIŠ Lukáš, ALDORF Josef, MOHYLA Marek
MODELOVÁNÍ CHOVÁNÍ TUHÉHO PRVKU V PRIMÁRNÍM OSTĚNÍ 87

KALÁB Zdeněk
ÚVODNÍ STUDIE HODNOCENÍ VIBRACÍ VYVOLANÝCH VĚTRNOU TURBÍNOU 93

LAHUTA Hynek, HRUBEŠOVÁ Eva, KOŘÍNEK Robert, ALDORF Josef, ĎURIŠ Lukáš, PINKA Miroslav
MODELOVÁ ANALÝZA VLIVU UKLÁDÁNÍ VEDLEJŠÍCH ENERGETICKÝCH ODPADŮ NA STABILITU VNITŘNÍ VÝSYPKY DOLU BÍLINA 103

MAREK Roman, ALDORF Josef
VLIV KVALITY HORNINOVÉHO PROSTŘEDÍ NA VÝVOJ POSUNŮ VÝLOMU TUNELU 113

Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské - Technické univerzity Ostrava
číslo 2, rok 2012, ročník XII, řada stavební

Transactions of the VŠB - Technical University of Ostrava
No. 2, 2012, Vol. XII, Civil Engineering Series

PETŘÍK Tomáš, HRUBEŠOVÁ Eva, STOLÁRIK Martin, PINKA Miroslav
PARAMETRICKÁ STUDIE VLIVU TYPU ZEMINY NA AMPLITUDU RYCHLOSTI KMITÁNÍ 123

PINKA Miroslav, STOLÁRIK Martin
SEIZMICKÁ ODEZVA HYDRAULICKÉHO BOURACÍHO KLADIVA NA DEFINITIVNÍ OSTĚNÍ TUNELU 131

STOLÁRIK Martin, PINKA Miroslav
SEIZMICKÁ ODEZVA TRHACÍCH PRACÍ NA MĚLCE RAŽENÉM TUNELU 141

HUSÁRIK Jiří
OVĚŘENÍ VLASTNOSTÍ BENTONITOVÝCH HYDROIZOLACÍ 151

HRUBÁ Barbora, KUBEČKOVÁ Darja
VLIV UMÍSTĚNÍ VENTILÁTORU BLOWER DOORU NA VZDUCHOTĚSNOST OBÁLKY BUDOVY 161

JAŠEK Marek
ZESÍLENÍ ZDĚNÉHO SLOUPU POMOCÍ UHLÍKOVÉ TKANINY 167

ORAVEC Pavel, HAMALA Michal
AKUSTICKÉ VLASTNOSTI STROPU Z PREFABRIKOVANÝCH DŘEVO – BETONOVÝCH SPŘAŽENÝCH PANELŮ 175

WALDSTEIN Petr, TESLÍK Jiří, LABUDEK Jiří
TEPELNĚ TECHNICKÉ POSOUZENÍ VYBRANÝCH PARAMETRŮ OBVODOVÝCH PLÁŠŤŮ Z EKOPANELŮ 181

AUGUSTINKOVÁ Lucie, KNÁPEK Aleš
KAPLE P. MARIE (SV. FLORIÁNA) VE VELKÉ KRAŠI – KONSTRUKČNÍ A DISPOZIČNÍ ZVLÁŠTNOSTI DROBNÉ SAKRÁLNÍ ARCHITEKTURY 189

CIHLÁŘOVÁ Denisa, SEIDLER Tomáš
ANALÝZA DYNAMICKÉHO PRŮJEZDU OKRUŽNÍ KŘIŽOVATKOU 197

KŘIVDA Vladislav, MAHDALOVÁ Ivana
VZNIK NEBEZPEČNÝCH SITUACÍ NA KŘIŽOVATCE S NEVHODNĚ NAVRŽENÝMI STAVEBNÍMI PRVKY 205

MILÁČKOVÁ Kristýna, VALENTIN Jan
POROVNÁNÍ DVOU VYBRANÝCH ZKUŠEBNÍCH METOD PRO STANOVENÍ DYNAMICKÉ VISKOZITY ASFALTOVÝCH POJIV 215

SALAIOVÁ Brigita
WAITING TIME ON LARGE ROUNDABOUT - CASE STUDY 225

STAŇKOVÁ Hana, CIHLÁŘOVÁ Denisa, KOZLÍK David
ZEMĚMĚŘICKÉ ČINNOSTI PŘI REALIZACI LINIOVÉ STAVBY V KONTEXTU SOUČASNÉ LEGISLATIVY A PRAXE 233

JANAS Petr, KREJSA Martin, KREJSA Vlastimil
STATISTICKÁ ZÁVISLOST VSTUPNÍCH VELIČIN V METODĚ POPV 243

JURČÍKOVÁ Anežka, ROSMANIT Miroslav
MOŽNOST VYUŽITÍ NUMERICKÉHO MODELOVÁNÍ PRO POSOUZENÍ ÚNOSNOSTI SVAŘOVANÉHO STYČNÍKU 253

Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské - Technické univerzity Ostrava
číslo 2, rok 2012, ročník XII, řada stavební

Transactions of the VŠB - Technical University of Ostrava
No. 2, 2012, Vol. XII, Civil Engineering Series

LAUSOVÁ Lenka, KREJSA Martin
EXPERIMENTÁLNÍ TESTOVÁNÍ OCELOVÉ KONSTRUKCE ZA POŽÁRU 261

MIKOLÁŠEK David, SUCHARDA Oldřich, BROŽOVSKÝ Jiří
NUMERICKÁ ANALÝZA PLNÉ VAZBY KROVU 269

MIKOLÁŠEK David, JURČÍKOVÁ Anežka, BROŽOVSKÝ Jiří
MODELY NUMERICKÉ ANALÝZY KOLEJNICE TVARU 49 E1 279

PROTIVÍNSKÝ Jiří, KREJSA Martin
VYUŽITÍ PRINCIPU DISIPACE PŘI SEISMICKÉM NÁVRHU
OCELOVÉ KONSTRUKCE PARNÍHO KOTLE 287

SUCHARDA Oldřich, MIKOLÁŠEK David, BROŽOVSKÝ Jiří
URČENÍ KRYCHELNÉ PEVNOSTI BETONU
U POUŽITÝCH ZKUŠEBNÍCH TRÁMCŮ 297

HAVLÍKOVÁ Ivana, PAIL Tomáš, ŠIMONOVÁ Hana, KERŠNER Zbyněk, VESELÝ Václav
INICIACE LOMU KVAZIKŘEHKÉHO MATERIÁLU V SIMULOVANÉM
ŠTÍPACÍM TESTU KRYCHLE SE ZÁŘEZEM 305

HOLUŠOVÁ Táňa, KLUSÁK Jan, SEITL Stanislav
VLIV VYBRANÝCH PARAMETRŮ NA PRŮBĚH PROTLAČOVACÍ ZKOUŠKY 313

LAJČÁKOVÁ Gabriela, MELCER Jozef
VÝPOČTOVÉ MODELY BETÓNOVÝCH VOZOVIEK 323

MINÁROVÁ Mária, SUMEC Jozef, TJEŠŠOVÁ Mária
BEHAVIOR OF THE INTERVERTEBRAL DISC WITHIN THE MOTION
SEGMENT L3-L4 OF THE HUMAN SPINE UNDER VARIOUS TYPES
OF PHYSIOLOGICAL LOAD 331

MORAVČÍK Milan, MORAVČÍK Martin
DYNAMICKÉ VLASTNOSTI SPOJITÉHO MONOLITICKÉHO PREDPÄTÉHO
BETONOVÉHO MOSTA 341

PSOTNÝ Martin
ASPECT RATIO OF SLENDER WEB & POSTBUCKLING BEHAVIOUR 353

SOBEK Jakub, VESELÝ Václav, ŠESTÁKOVÁ Lucie
PŘESNOST APROXIMACE POLÍ NAPĚTÍ A POSUNŮ V TĚLESE S TRHLINOU
PRO ODHAD ROZSAHU ZÓNY PORUŠENÍ 361

SÝKORA Miroslav, HOLICKÝ Milan
ASSESSMENT OF THE MODEL UNCERTAINTY IN SHEAR RESISTANCE
OF REINFORCED CONCRETE BEAMS WITHOUT SHEAR REINFORCEMENT 371

SÝKORA Miroslav, HOLICKÝ Milan, JUNG Karel
UPDATING IN THE PROBABILISTIC ASSESSMENT OF EXISTING STRUCTURES 381

TVRDÁ Katarína
RÁM NA PRUŽNOM PODLOŽÍ 391

VAŠEK Zdeněk, JANAS Petr
OCELOVÉ VÝROBKY PRO POUŽITÍ V PODZEMNÍM A DŮLNÍM STAVITELSTVÍ 401

Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské - Technické univerzity Ostrava
číslo 2, rok 2012, ročník XII, řada stavební

Transactions of the VŠB - Technical University of Ostrava
No. 2, 2012, Vol. XII, Civil Engineering Series

GALAS Otakar, LABUDEK Jiří, MARTINÍK Lubomír, MICHNOVÁ Lenka, SVATOŠOVÁ Irena
AKUMULACE TEPLA V PODZEMNÍM ZÁSOBNÍKU TEPLA 411

SKOTNICOVÁ Iveta, GALDA Zdeněk, TÝMOVÁ Petra, ČERNÍKOVÁ Marcela, JAROŇ Zdeněk
VLIV MATERIÁLOVÉ SKLADBY NA DYNAMICKÉ TEPELNÉ CHOVÁNÍ STAVEBNÍCH KONSTRUKCÍ V LETNÍM OBDOBÍ 417

KULIL Vladimír
ZVLÁŠTNÍ VLIVY PŮSOBÍCÍ NA CENU NEMOVITOSTÍ 427

Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské - Technické univerzity Ostrava
číslo 2, rok 2012, ročník XII, řada stavební
článek č. 1

Petr AGEL[1], Antonín LOKAJ[2]

LABORATORNÍ TESTOVÁNÍ ÚNOSNOSTI MECHANICKÉHO SPŘAŽENÍ DŘEVOBETONOVÉHO NOSNÍKU

LOAD BEARING CAPACITY TESTS OF MECHANICAL JOINING ON TIMBER-CONCRETE BEAM

Abstrakt

Dnešní dřevo-betonové kompozitní konstrukce jsou, pro spojení dobrých vlastností obou materiálů, vhodným řešením pro novostavby i rekonstrukce obytných, či občanských budov.

V odborné literatuře se objevuje mnoho způsobů jak spojení (spřažení) dřevěného trámu a betonové desky provést. Způsoby spřažení jsou stále více sofistikované, což s sebou nese i větší nároky na kontrolu provádění a technologický postup.

Cílem této práce je navrhnout technologicky nenáročný způsob spřažení, otestovat jeho únosnost a porovnat výsledky s jiným obdobným systémem spřažení.

Klíčová slova

Dřevo, beton, kompozit, spřažení, hřebík.

Abstract

Timber-concrete composite structures which use advantages of both materials are suitable for new works and reconstructions of civil and residential buildings.

There are described many methods of joining between timber beam and concrete slab in technical literature. Joints are more and more sophisticate which brings higher demands of work control and technology.

Main goal of this paper is in design technologically low demanding method of joining with steel plates and nails, to test its shear strength and compare it with other similar joining method.

Keywords

Timber, concrete, composite, joining, nail.

1 ÚVOD

Cílem práce bylo ověřit možnosti spřažení dřevo-betonových stropních, či střešních nosníků pomocí ocelových perforovaných plechů, které jsou k dřevěnému prvku přibity konvexními hřebíky.

Podmínkou při výběru spřahovacích prostředků bylo, aby prvky spřažení byly běžně dostupné a jejich použití nebylo technologicky náročné jako u jiných způsobů spřažení (např. lepené lišty,

[1] 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.

[2] doc. Ing. Antonín Lokaj, Ph.D. Katedra konstrukcí, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava-Poruba, tel.: (+420) 597 321 925, e-mail: antonin.lokaj@vsb.cz.

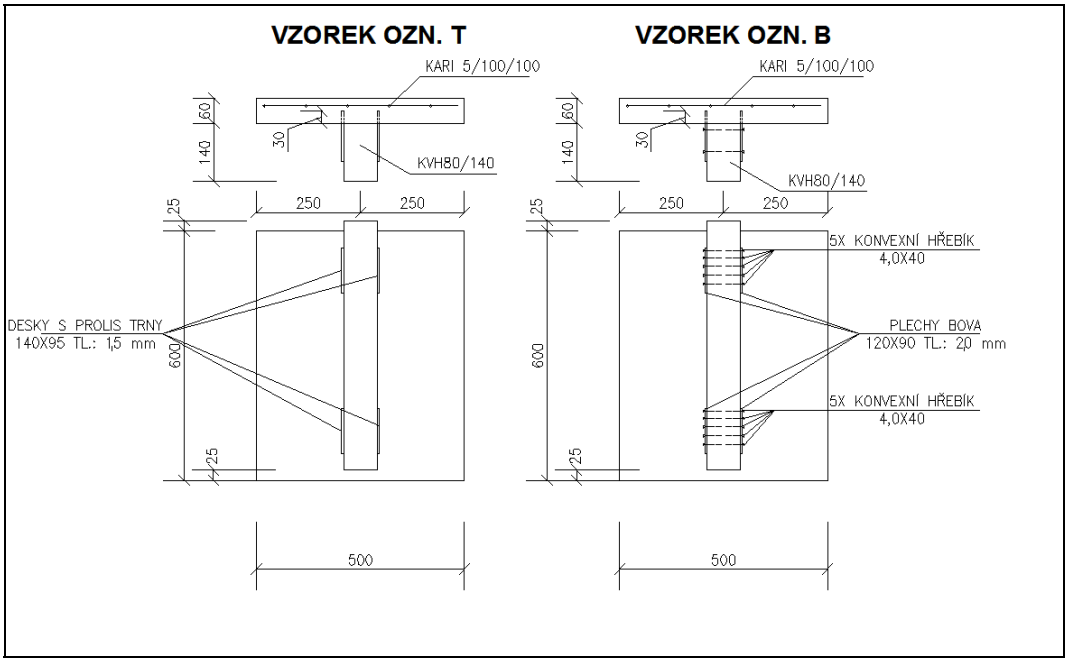
frézované drážky a jiné). V mnohých případech z praxe bylo jednoduché spojení betonu a dřeva považováno za efektivnější, než technologicky náročnější postupy [1] [5].

Výše zmíněný způsob spřažení by mohl být vhodný pro rekonstrukce, kde není možné stávající dřevěné prvky vyjmout a transportovat do dílny k jejich úpravě. Využití konvexních hřebíků se jeví jako výhodné i z hlediska opakovaného dynamického namáhání konstrukce (kmitání stropů) [6].

Výsledky testů spřažení pomocí ocelových plechů a konvexních hřebíků byly poté srovnány s výsledky testů prvků spřažených podobným způsobem. Jako srovnávací vzorek bylo zvoleno spřažení pomocí styčníkových desek s prolisovanými trny [2].

2 EXPERIMENTÁLNÍ OVĚŘENÍ

Pro experimentální ověření únosnosti spřažení bylo vyrobeno šest laboratorních vzorků. Polovina vzorků byla vyrobena se spřažením pomocí ocelových desek s prolisovanými trny (označení T). Druhá polovina s ocelovými perforovanými plechy tloušťky 2 mm s dírami pro hřebíky o průměru 5 mm (označení B), které jsou k trámu připevněny konvexními hřebíky o průměru 4 mm. Rozměry vzorků jsou uvedeny na obrázku č. 1.

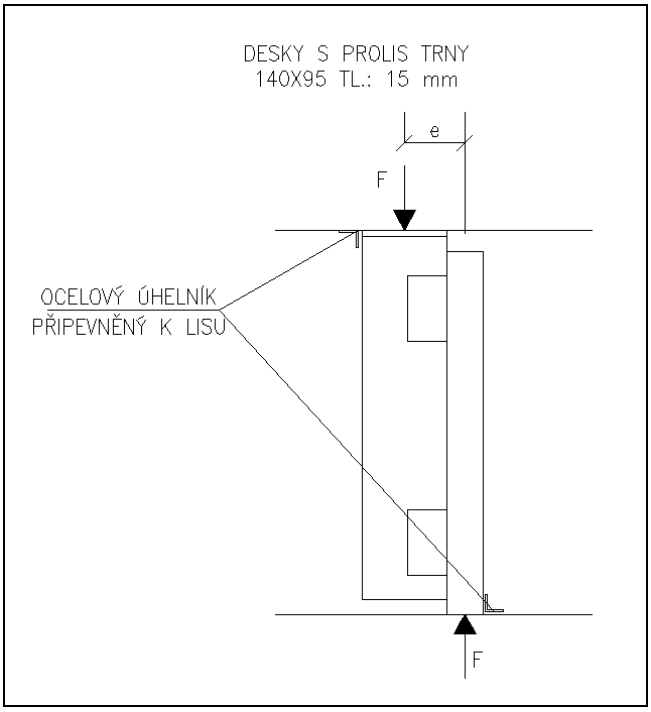


Obr. 1: Rozměry zkušebních vzorků

K výrobě vzorků bylo použito betonu třídy C20/25 s výztuží KARI sítí třídy 10505 (drát ∅ 5 mm, rastr 100/100 mm). Dřevěné trámy byly vyrobeny ze smrkového hoblovaného řeziva typ KVH o třídě pevnosti C24 a vlhkosti 12 %.

Tuhost spřažení byla testována na lisu EU 40 v laboratoři FAST VŠB-TU Ostrava. Zatěžování probíhalo staticky s konstantní rychlostí posunu lisu.

Vzorky byly podrobeny smykovému namáhání v přípravku uchyceném k lisu, který stabilizoval vzorek proti překlopení vlivem excentrického působení zatížení (obrázek č. 2)



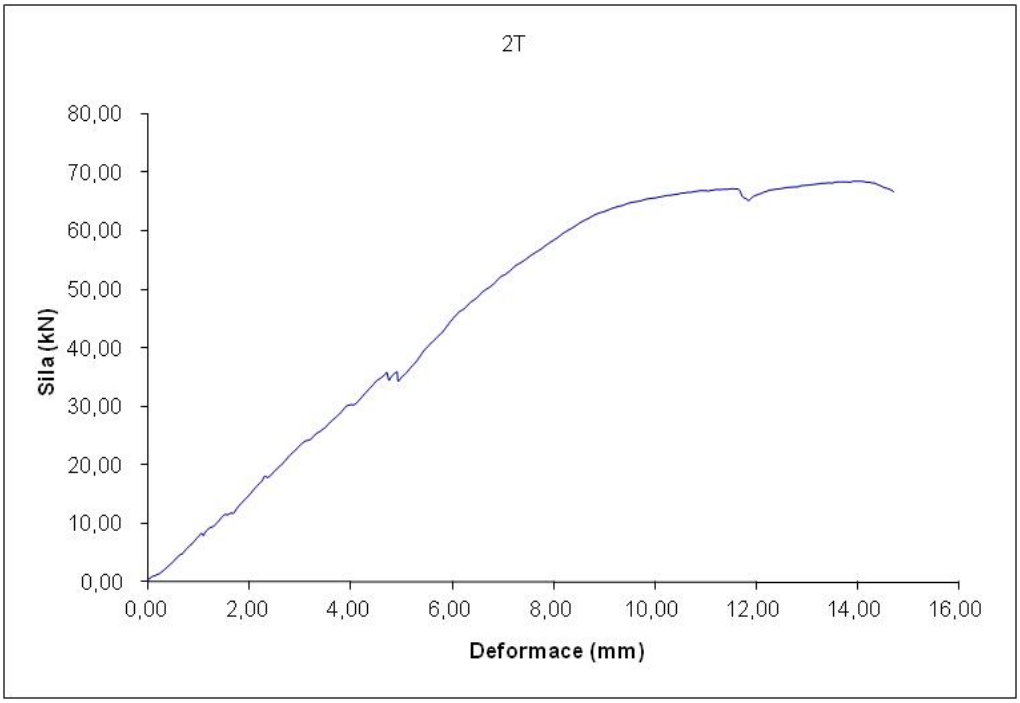
Obr. 2: Uchycení vzorků v lisu

3 VÝSLEDKY ZKOUŠEK

3.1 Spřažení pomocí desek s prolisovanými trny

V průběhu testování vykázaly vzorky spřažené ocelovými deskami s prolisovanými trny větší smykovou pevnost, než vzorky spřažené ocelovými plechy s konvexními hřebíky.

Při zatížení cca 36 kN (tj. přibližně 60 % maximální únosnosti) se v dřevěném nosníku objevila vlasová trhlina, přesně v úrovni vnější hrany styčníkové desky. Vznik této trhliny je patrný také na grafu závislosti deformace spřažení na zatěžovací síle (viz obrázek č. 3).



Obr. 3: Závislost síly a deformace vzorku

K finálnímu porušení spřažení došlo v ocelové desce, u níž se projevilo výrazné smykové zkosení tvaru (viz obrázek č. 4).

Graf (obrázek č. 3), popisující průběh zatěžovací zkoušky, má pružno-plastický tvar podobný pracovním diagramům tvárných ocelí. K porušení spřažení došlo po vyčerpání smykové pevnosti ocelových desek při zatížení 61,3 kN.

Nebylo pozorováno porušení betonové části. Kromě vlasové trhliny popsané výše nebylo zjištěno ani porušení dřeva.

Obr. 4: Zkosení styčníkové desky s prolisovanými trny při zkoušce

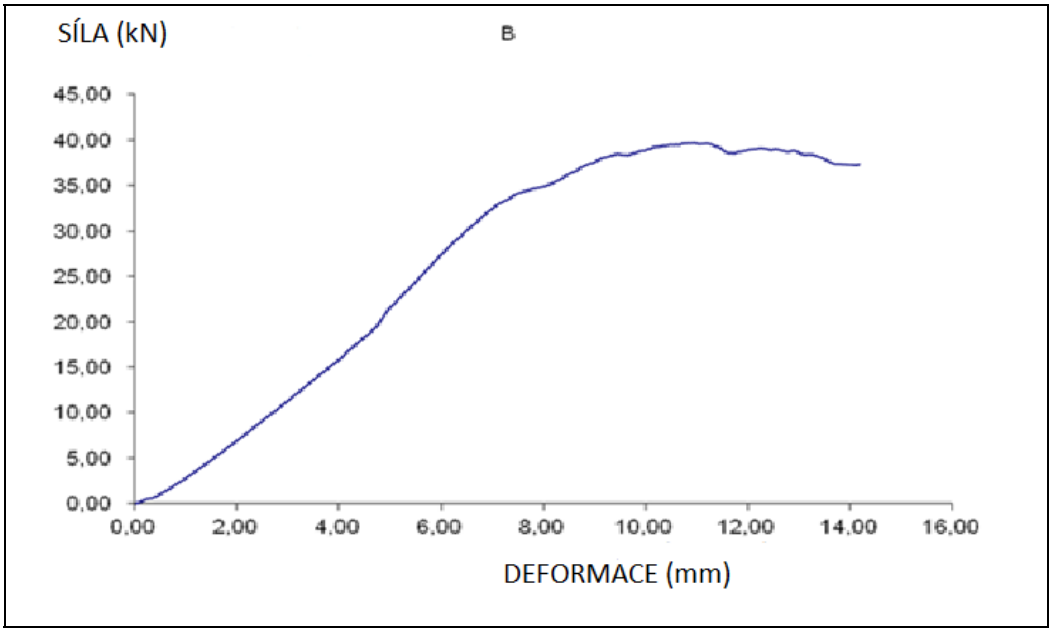
3.2 Spřažení pomocí styčníkových desek a konvexních hřebíků

Průběh zkoušky spřažení ocelovými plechy tloušťky 2 mm a konvexními hřebíky o průměru 4 mm je zobrazen na grafu (posun spřažení v závislosti na zatížení viz obr. č. 6)

Během zkoušky byl pozorován jiný typ porušení než v předchozím případě. Diagram porušení spoje má odlišný tvar.

Ocelové plechy zůstaly neporušené, je však patrné výrazné porušení konvexních hřebíků ohybem. Vzájemný posun spřažených prvků je zřetelný i z fotografie, na které jasně viditelná světlejší vrstva dřeva, která byla původně plechem zakryta (viz obrázek č. 5). Styčníkové desky i beton zůstaly bez viditelného porušení.

Obr. 5: Posun desek při zkoušce



Obr. 6: Graf závislosti síly a deformace zkoušky na vzorku B

Výpočtem byla stanovena smyková únosnost všech čtyř ocelových plechů.

$$F_{v,d} = n\frac{0{,}6.f_{u,k}.t.(b-4.R)}{\gamma_{M,2}} = 4.\frac{0{,}6.500.0{,}002.(0{,}12-0{,}02)}{1{,}25} = 192{,}0kN \quad (1)$$

Smyková únosnost jednostřižných spojů (dřevo / plech) skupiny 20 konvexních hřebíků je mnohem nižší, činí $F_{v,d}$ = 21,35 *kN* (výpočet je proveden v tabulce č.1). [4] Výpočtová únosnost pro místní porušení betonu v tlaku je $F_{v,d}$ = 42,03 *kN* [3].

Nejslabším článkem spřažení jsou v tomto případě hřebíky. Laboratorní zkouška tento předpoklad plně potvrdila.

Tab. 1: Výpočet únosnosti hřebíkového spoje

Vstupní hodnoty		Vypočtené hodnoty		Únosnot spojovacího prostředku				
d(mm)	4	$f_{h,1,k}$(Mpa)	22,8288			a) (kN)		
$f_{u,k}$ (Mpa)	380	$M_{y,r,k}$(kNm)	0,066414			1,07		
α (deg)	0	k_{90}	1,36					
α (rad)	0	n (ks)	20	$F_{v,R,d}$=	min		21,35	kN
ρ (kg/m³)	290					b) (kN)		
t_1	38					6,16		

4 ZÁVĚR

Z výsledků provedených zkoušek vyplývá, že výpočtem předpokládané porušení vzorku typu B je správné. Vzorek typu B má oproti vzorku typu T menší tuhost spřažení. Toto je patrně způsobeno malým počtem hřebíků ve spoji. Zvýšení tuhosti je možné použitím většího počtu konvexních hřebíků, případně zvýšením počtu ocelových desek.

Variabilita počtu hřebíků se jeví jako výhoda oproti použití desek s prolisovanými trny. Je tak možné spřažení lépe přizpůsobit požadavkům na únosnost a tuhost spřaženého prvku.

Jednotlivé komponenty spřaženého dřevobetonového nosníku (zejména dřevo a beton) i výsledné spřažené nosníky vykazují značnou variabilitu fyzikálně-mechanických vlastností. Z tohoto důvodu se jeví perspektivním do budoucna pravděpodobnostní přístup k navrhování a posuzování únosnosti těchto kompozitních nosníků (viz např. [7], [8]).

Dalším krokem ve výzkumu metody spřažení pomocí ocelových perforovaných plechů s konvexními hřebíky by mělo být testování na vzorcích dřevobetonových nosníků reálných rozměrů čtyřbodovým ohybem. Vhodné by bylo také otestování odezvy těchto nosníků na cyklické namáhání.

PODĚKOVÁNÍ

Příspěvek byl vytvořen za podpory studentské grantové soutěže na FAST VŠB-TU Ostrava.

LITERATURA

[1] AHMADI, B.H., Behavior of composite timber-concrete floors. In *Journal of structural engineering New York,* 1993, volume 109. number11, pp. 3111-3130, ISSN: 07339445

[2] MANARIDIS, A., *Evaluation of timberconcrete composite floors.* Lund: Lund Universitet. (2010). 131 pp. ISSN 0349-4969

[3] KOŽELOUH, B., *Dřevěné konstrukce podle Eurokódu 5: Step 2,* První vydání,Praha: Informační centrum ČKAIT. 2007. 375 pp. ISBN 80-86- 769-13-5

[4] LOKAJ, A., VAVRUŠOVÁ K., RYKALOVÁ E. Application of laboratory tests results of dowel joints in cement-splinter boards VELOX into the fully probabilistic methods (SBRA

method). In *Applied Mechanics and Materials.* 2011, volume 187. Number 1, pp. 95-99. ISSN 16609336

[5] STEINBERG, E., SELLE R., FAUST T., Connectors for timber-lightweight concrete composite structures. *Journal of structural engineering ASCE.* 2003. Volume 129. number.11, pp. 1538-1545. ISSN 0733-9445

[6] DIAS, A.M.P.G. & LOPES S.M.R & VAN DE KUILEN J.W.G & CRUZ H.M.P. Load-carrying capacity of timber-concrete joints with Dowel-type fasteners. *Journal of structural engineering ASCE.* 2007, volume 133. Number 5, pp. 720-727. ISSN 0733-9445

[7] JANAS, P., KREJSA, M., KREJSA, V., Structural reliability assessment using a direct determined probabilistic calculation. In *Proceedings of the 12th International Conference on Civil Structural and Environmental Engineering Computing*. Funchal, Madeira, 1.-4. September 2009. ISBN 978-190508830-0.

[8] LOKAJ, A., MAREK, P., Simulation-based Reliability Assessment of Timber Structures. In *Proceedings of the 12th International Conference on Civil Structural and Environmental Engineering Computing*. Funchal, Madeira, 1.-4. September 2009. ISBN 978-190508830-0.

Oponentní posudek vypracoval:

Doc. Ing. Jaroslav Sandanus, PhD., Katedra kovových a drevených konštrukcií, Stavebná fakulta, STU v Bratislavě.

Doc. Ing. Bohumil Straka, CSc., Ústav kovových a dřevěných konstrukcí, Fakulta stavební, VUT v Brně.

Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské - Technické univerzity Ostrava
číslo 2, rok 2012, ročník XII, řada stavební
článek č. 2

Radim ČAJKA[1], Vojtěch BUCHTA[2], Kamil BURKOVIČ[3], Roman FOJTÍK[4],

EXPERIMENTÁLNÍ MĚŘENÍ ZÁKLADOVÉ DESKY NA PODLOŽÍ

EXPERIMENTAL MEASUREMENT OF GROUND BASE PLATE

Abstrakt

Řešení úloh interakce mezi základovou deskou a podložím se rozvíjí již řadu let. Pro výstižnější stanovení napjatosti základových konstrukcí je zapotřebí stanovit, jaký vliv má tuhost resp. poddajnost podloží na vnitřní síly konstrukce a naopak, jak ovlivňuje tuhost základové konstrukce výsledné sedání. Na stavební fakultě bylo vyrobeno zkušební zařízení, na kterém je možné měřit a zkoumat tyto zákonitosti a následně provádět porovnání s numerickými modely.

Klíčová slova

Zkušební zařízení, podloží, základ, statická zatěžovací zkouška, numerický model.

Abstract

Analyses of interaction between the foundation slab and the subsoil has been developed for many years. For the determination of stress in foundation structure is needed to determine the influence of the stiffness respectively pliability of subsoil to structural internal forces, and vice versa, how the stiffness of the foundation structure affects the resulting subsidence. At the Faculty of Civil Engineering testing device was constructed so that the phenomena could be examined and then compared with numerical models.

Keywords

Test Equipment, Subsoil, Foundation, Static Load Test, Numerical Model.

1 ÚVOD

V roce 2010 bylo v areálu Fakulty stavební VŠB-TU Ostrava vybudováno zkušení zařízení (stand), které je určeno pro provádění statické zatěžovací zkoušky v souladu s normou ČSN 73 6190 a také pro další experimenty zabývající se studiem napěťo-deformačních vztahů na rozmezí mezi základem a vyšetřovaným podložím.

[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. Vojtěch Buchta, Katedra konstrukcí, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava-Poruba, tel.: (+420) 597 321 925, e-mail: vojtech.buchta@vsb.cz.

[3] Ing. Kamil Burkovič, Katedra konstrukcí, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava-Poruba, tel.: (+420) 602 744 313, e-mail: info@arming.cz.

[4] Ing. Roman Fojtík, Katedra konstrukcí, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava-Poruba, tel.: (+420) 597 321 398, e-mail: roman.fojtík@vsb.cz.

Obr. 1: Celkový pohled na zkušební zařízení

V červnu 2012 bylo provedeno první experimentální měření, jehož cílem bylo především ověření funkčnosti zařízení a odhalení případných nedostatků. Z tohoto důvodu byla jako zkušební vzorek použita prefabrikovaná betonová dlaždice o rozměrech 500 x 500 x 48 mm. Při jejím svislém zatěžování se sledovaly a zaznamenávaly svislé posuny a deformace betonové desky, změna napětí na jejím povrchu a zatěžovací síla.

2 POPIS MĚŘENÍ

2.1 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 pásech. Celá konstrukce je ukotvena sestavou mikropilot o délce kořene 4 m. To umožňuje vyvolat svislé zatížení až 1MN. Podrobněji je toto zařízení popsáno v [1].

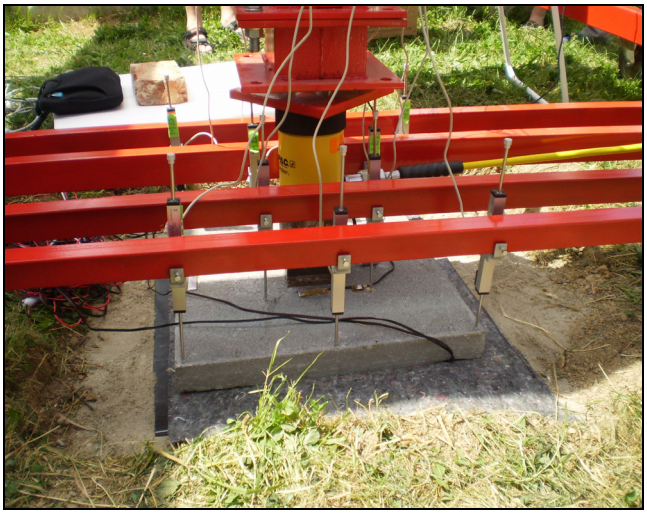
2.2 Popis měření

Jako zkušební vzorek použita prefabrikovaná betonová dlaždice o rozměrech 500 × 500 × 48 mm. Dle ES prohlášení o shodě (číslo 05 A/12), vykazuje stanovený výrobek „betonová dlažební deska pro venkovní použití o rozměrech 500x500x40/48 mm, dle ČSN EN 1339 tyto parametry:

Pevnost v ohybu > 4,0 MPa (třída 2, ozn.T),

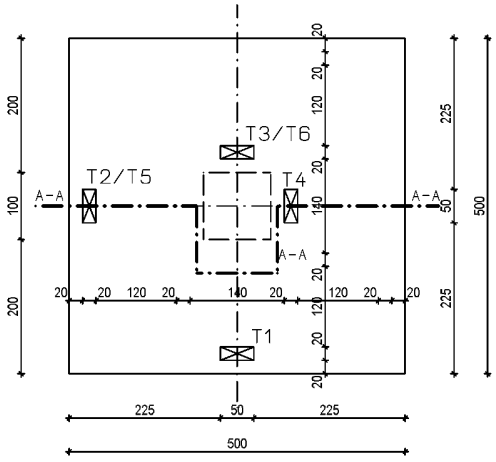
Lomové zatížení > 3,0 kN (třída 30, ozn.3).

Lze předpokládat, že výše uvedená pevnost v ohybu určená dle metodiky ČSN EN 1339 odpovídá zhruba 1/10 návrhové válcové pevnosti betonu v tlaku dle ČSN EN 206-1. Materiál dlaždice bude tedy odpovídat třídě C45/55 dle ČSN EN 206-1. Nutno konstatovat, že tato hodnota je pouze orientační, neboť dlaždice je vyrobena ze dvou vrstev betonu různých tříd (jádro + nášlapná vrstva).



Obr. 2: Snímání svislých posunů a deformací pomocí tenzometrů

Tato deska byla volně položena na zeminu zbavenou trávního porostu a ornice a centricky zatěžována na plochu 100 x 100 mm. Pod dlaždici byla umístěna geotextilie a asfaltový pás, z důvodu ochrany měřících tenzometrů. Vlastnosti zeminy odpovídaly dle směrných normových charakteristik ČSN 73 1001 kategoriím F2 až F4, přičemž deformační modul byl stanoven E_{DEF} = 2,65 MPa, oedometrický modul pružnosti E = 4,27 MPa a Poissonův součinitel ν = 0,35 (orientačně dle směrných normových charakteristik ČSN 73 1001). Svislé zatížení bylo vyvoláno pomocí hydraulického válce, který byl umístěn mezi dlaždicí a nástavcem zavěšeným na příčníku zkušebního zařízení (viz obr. 1 a obr. 2). Při postupném zatěžování bylo dosaženo zatěžovací síly 18,64 kN, při které došlo k porušení vzorku.[2]



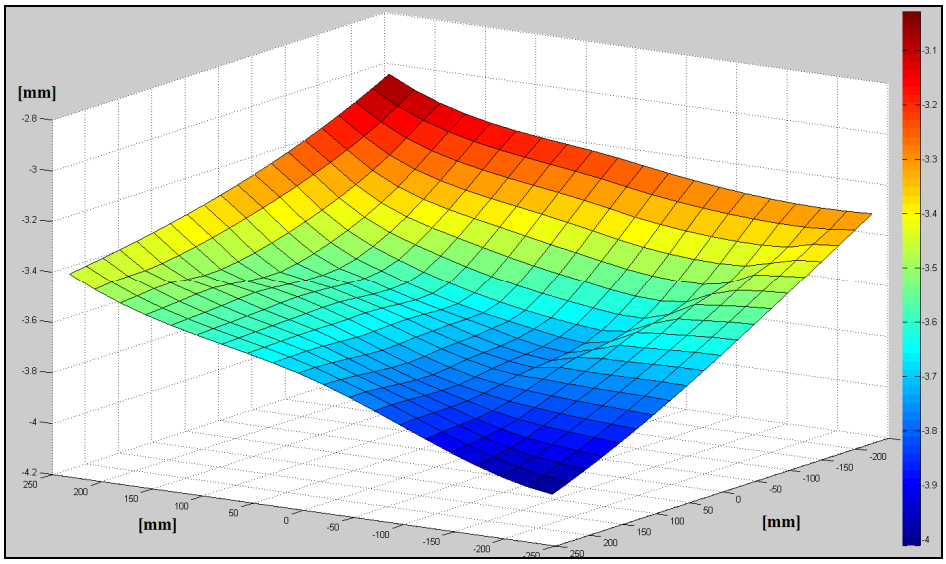
Obr. 3: Vybroušené části betonové desky určené pro nalepení tenzometrů a schéma jejich rozmístění

Během zatěžování vzorku byly sledovány celkové deformace a vertikální posuny betonové desky a to pomocí 10 potenciometrických čidel (viz obr. 2). Jelikož se jednalo o diskrétní hodnoty, byla provedena aproximace a vytvořena bikubická spline plocha znázorňující deformace celé betonové desky spojitě (obr. 4). Zároveň byla sledována a zaznamenávána změna napětí na vybraných místech na spodní i vrchní části dlaždice pomocí šestice (T1 – T6) tenzometrů 1-LY41-20/120 (viz obr. 5). Tenzometry T6 a T5 byly umístěny na vrchní straně desky, ostatní se nacházely na spodní straně (obr. 3).

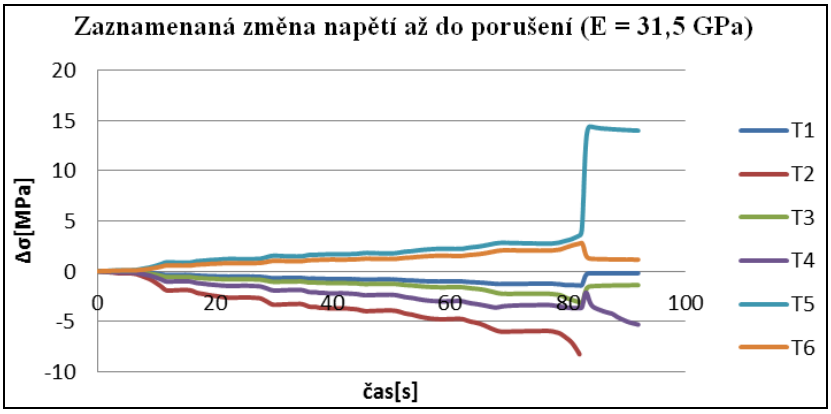
Betonová deska byla zatěžována postupně, přibližně rovnoměrnou rychlostí v rámci dostupné měřící techniky a to až do porušení vzorku. Doba trvání zkoušky od začátku měření do prvního porušení byla 85s.

2.3 Výsledky měření

Zcela dle očekávání došlo poměrně k velkému svislému posunu – zatlačení desky do zeminy. Vzhledem k relativně malým plošným rozměrům zkušebního betonového vzorku a relativně velké nehomogenitě podloží bylo toto zatlačení nerovnoměrné a došlo k naklonění dlaždice. Vlastní deformace betonové desky jsou v porovnání s tímto posunem a nakloněním výrazně menší, avšak patrné (obr. 4).



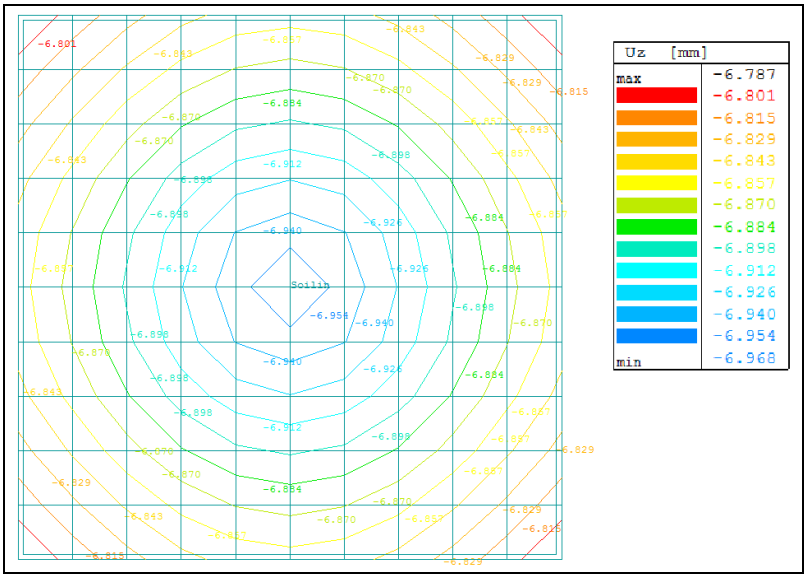
Obr. 4: Deformace desky před porušením aproximovaná bikubickou spline plochou



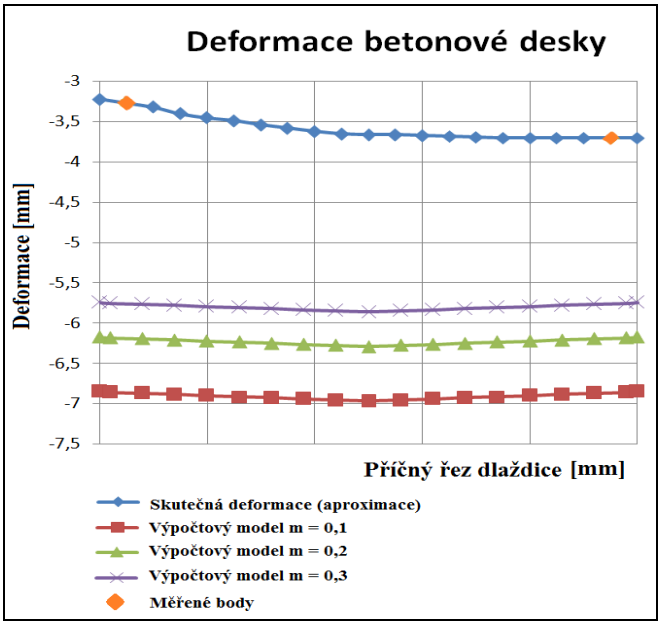
Obr. 5: Změna napětí měřená tenzometry od začátku měření až do porušení čidel

3 NUMERICKÉ MODELOVÁNÍ

K numerickému modelování základových konstrukcí na podloží byl využit program NEXIS 32. Byl zvolen 2D model a výpočet byl proveden na pružném podloží pomocí modulu SOILIN a to pro součinitele strukturní pevnosti zemin m = 0,1, m = 0,2 a m = 0,3 (obr. 6 a obr. 7). Byly zanedbány některé parametry konstrukce, jako například nehomogenita betonové desky a ochranná geotextilie. [3, 5, 6, 7, 8]



Obr. 6: Matematický model deformace desky v programu NEXIS 32 pro m = 0,1



Obr. 7: Porovnání deformací v řezu betonové desky mezi výpočtovými a skutečnými hodnotami

4 ZÁVĚR

Cílem tohoto měření bylo především ověření funkčnosti zařízení a odhalení případných nedostatků. Nicméně výsledky měření byly vyhodnoceny a bylo provedeno porovnání s numerickými modely konstrukce. Výpočtové deformace jsou přitom výrazně vyšší, než naměřené hodnoty. Rozdíly mezi numerickými modely a skutečně naměřenými daty mohou být způsobeny zjednodušením těchto modelů (např. betonová dlaždice je ve skutečnosti vyrobena ze dvou druhů betonu – jádra a povrchové vrstvy, zanedbání ochranné geotextilie v MKP modelu). Významným faktorem jsou rovněž klimatické vlivy. Jelikož není zkušební zařízení nijak chráněno proti působení klimatických vlivů, může docházet ke značným rozdílům v měření v závislosti na počasí. Po dešti je zemina měkká

a dojde k většímu zaboření desky a naopak. To však numerické modely nezahrnují. Dalším důležitým faktorem je, že měření bylo zatím provedeno pouze jedenkrát, pro přesnější data by bylo potřeba většího statistického souboru.

V přípravě je proto další zkušební měření betonové dlaždice, protože použité zatěžovací zařízení při prvním experimentu nebylo schopné zajistit plynulou rychlost zatěžování ani nebylo schopno tuto rychlost zaznamenat. Výhledově je tedy uvažováno o zlepšení vybavení pro měření tak, aby bylo možné mít k dispozici i tyto údaje. Následně se přejde k dalším měřením základové desky v interakci s podložím, tentokrát s využitím monolitické desky výrazně větších rozměr, aby se zkušební vzorek přiblížil rozměrům reálných základových konstrukcí užívaných v praxi. [4]

PODĚKOVÁNÍ

Tento příspěvek byl realizován za finanční podpory SGS grantu, interní číslo SP2012/92.

LITERATURA

[1] ČAJKA, R. & KŘIVÝ, V. & SEKANINA, D. Design and development of s testing device for experimental measurements of foundation slabs on the subsoil. In *Transactions of the VSB - Technical University of Ostrava, Construction Series*, Vol. XI, Issue 1, pp. 1-5 (5 p), DOI 10.2478/v10160-011-0002-2, Versita Warsaw, 2011. ISSN 1213-1962 (Print), 1804-4824 (Online).

[2] PINKA, M. & STOLÁRIK, M. & FOJTÍK, R. & PETŘÍK, T. Experimental seismic measurement on the testing construction and analyze. In *Transactions of the VSB - Technical University of Ostrava, Construction Series*, Vol. XII, Issue 1, pp. 1-11 (11 p), DOI 10.2478/v10160-012-0006-6, Versita Warsaw, 2012. ISSN 1213-1962 (Print), 1804-4824 (Online).

[3] ČAJKA, R. & MAŇÁSEK, P. Building structures in danger of flooding. *IABSE Conference on Role of Structural Engineers Towards Reduction of Powerty*, February 19-22, 2005, New Delhi, India, ISBN 978-3-85748-111-6, WOS:000245746100072

[4] STARÁ, M. & ČAJKA, R. & MATEČKOVÁ, P. & JANULÍKOVÁ, M. Laboratory measurement of prestressed masonry. In *Transactions of the VSB - Technical University of Ostrava, Construction Series*, Vol. XII, Issue 1, pp. 1-6 (6 p), DOI 10.2478/v10160-012-0008-4, Versita Warsaw, 2012. ISSN 1213-1962 (Print), 1804-4824 (Online).

[5] JANULÍKOVÁ, M. & MATEČKOVÁ, P. & STARÁ, M. Numerical modeling of foundation structures with sliding joints. In *The 9th fib International PhD Symposium in Civil Engineering*. Karlsruhe, Germany: Karlsruhe Institute of Technology (KIT), 2012

[6] SUCHARDA, O. & BROŽOVSKÝ, J. Vliv vybraných parametrů nelineární analýzy betonových konstrukcí. In *Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské – Technické univerzity Ostrava*, rok 2012, ročník XII, číslo 1, řada stavební, s. 151-158, ISSN 1213-1962

[7] SUCHARDA, O. & BROŽOVSKÝ, J. Pružnoplastické modelování železobetonového nosníku: Implementace a srovnání s experimentem. In *Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské – Technické univerzity Ostrava*, rok 2011, ročník XI, číslo 1, řada stavební, s. 237-244, ISSN 1213-1962

[8] SUCHARDA, O. & BROŽOVSKÝ, J. Modely betonářské výztuže pro konečněprvkovou analýzu konstrukcí. In *Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské – Technické univerzity Ostrava*, rok 2011, ročník XI, číslo 2, řada stavební, s. 249-258, ISSN 1213-1962

Oponentní posudek vypracoval:

Prof. Ing. Jozef Hulla, DrSc., Katedra geotechniky, Stavebná fakulta, STU v Bratislave.

Doc. Ing. Jan Masopust, CSc., Ústav geotechniky, Fakulta stavební, VUT v Brně.

Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské - Technické univerzity Ostrava
číslo 2, rok 2012, ročník XII, řada stavební
článek č. 3

Martina JANULÍKOVÁ[1], Radim ČAJKA[2], Pavlína MATEČKOVÁ[3], Vojtěch BUCHTA[4]

LABORATORNÍ MĚŘENÍ REOLOGICKÝCH VLASTNOSTÍ ASFALTOVÝCH PÁSŮ PŘI SMYKOVÉM ZATÍŽENÍ

LABORATORY TESTING OF ASPHALT BELTS RHEOLOGICAL PROPERTIES EXPOSED TO SHEAR LOADS

Abstrakt

Na stavební fakultě již několik let probíhá výzkum, který se zabývá aplikací kluzných spár do základových konstrukcí. Tyto kluzné spáry se do základové spáry aplikují z důvodu snížení tření od deformačních horizontálních účinků zatížení (účinky poddolování, účinky smršťování a dotvarování betonu a také u předpjatých základových konstrukcí z důvodu umožnění vnesení předpětí) a jsou obvykle tvořeny asfaltovými pásy. Abychom mohli lépe popsat chování asfaltových pásů v takto vytvořené kluzné spáře, je třeba znát jejich chování za působení smykového zatížení v průběhu času. K tomuto účelu je dlouhodobě prováděna řada laboratorních zkoušek jak pro různé zatěžovací podmínky (velikost horizontálního a vertikálního zatížení, vliv teploty prostředí) tak pro různé druhy materiálů. V tomto příspěvku jsou prezentovány aktuální poznatky na základě doposud provedených měření.

Klíčová slova

Kluzné spáry, asfaltový pás, horizontální zatížení základu, laboratorní zkoušky.

Abstract

At faculty of civil engineering research is underway which appears with application sliding joints into foundation structures for several years. These sliding joints are applied in order reduce friction from deformation horizontal load effect (effect of undermining or shrinkage and concrete creep and also in prestressed foundation structures in order to allow introduction of prestressing) and they are usually formed from asphalt belts. To better describe the behavior of asphalt belts in sliding joint, it is necessary to know their behavior under the action shear loads over time. For this purpose many laboratory tests are long conducted both for different load conditions (size of the horizontal and vertical loads, the influence of environmental temperature) and different kinds of materials. This paper presents the current knowledge on the basis of measurements carried out so far.

Keywords

Sliding joint, asphalt belt, horizontal load of foundation, laboratory testing.

[1] Ing. Martina Janulíková, Katedra konstrukcí, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava-Poruba, tel.: (+420)597 321 925, e-mail: martina.janulikova@vsb.cz.

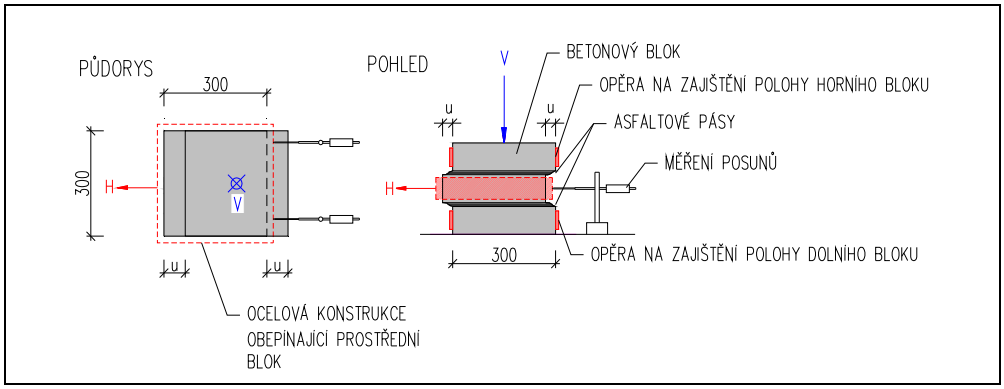
[2] Prof. Ing. Radim Čajka, CSc., Katedra konstrukcí, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava-Poruba, tel.: (+420) 597 321 344, e-mail: radim.cajka@vsb.cz.

[3] 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.

[4] Ing. Vojtěch Buchta, Katedra konstrukcí, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava-Poruba, tel.: (+420) 597 321 925, e-mail: vojtech.buchta@vsb.cz.

1 ÚVOD

Tento příspěvek se zabývá laboratorním testováním různých druhů asfaltových pásů s vlivem teploty prostředí. Cílem těchto zkoušek je simulovat chování asfaltových pásů, které tvoří kluznou spáru v základové konstrukci. V první fázi zkoušky je do zkušebního vzorku vneseno svislé napětí představující přitížení základu horní stavbou a po 24 hodinách je prostřední blok zkušebního vzorku zatížen horizontální silou, jež způsobuje jeho posun. Právě tento posun je při zkouškách sledován a automaticky zaznamenáván pomocí elektronických čidel. Zkouška je standartně ukončena po 6 dnech od okamžiku vnesení horizontálního zatížení, kdy je také zpravidla dosažena konstantní rychlost posuvu.



Obr. 1: Základní princip zkoušky asfaltových pásů

Zkušební vzorek se skládá ze tří betonových bloků 300x300x100mm a dvou kluzných spár mezi nimi (Obrázek 1). Tyto kluzné spáry jsou vyplněny zkoušeným materiálem (vždy jeden volně ložený asfaltový pás; do budoucna se ale předpokládá i měření, kde bude více pásů na sobě, popř. budou pásy k betonovým blokům natavené či nalepené). Pro vnášení svislých a vodorovných zatížení do zkušebního vzorku byla použita ocelová konstrukce, která je zobrazena na Obrázku 2. Svislé zatížení je vyvozeno pomocí hydraulického lisu přes ocelovou roznášecí desku a vodorovné zatížení se vnáší pomocí koše se závažím, který je upevněn na prostřední betonový blok, přičemž dolní a horní betonový blok jsou pevně fixovány.

Obr. 2: Ocelové zkušební zařízení

Z důvodu zavedení vlivu teploty okolního prostředí byla sestrojena klimatizační komora pro nastavení teploty prostředí a měřící zařízení bylo umístěno do této komory (Obrázek 3). Podrobnější informace k samotné zkoušce lze nalézt například v [1] a [2].

Obr. 3: Ocelové zkušební zařízení umístěné v klimatizační komoře

Konkrétní hodnoty vnášených zatížení jsou odvozeny ze skutečných napětí a rychlostí posuvů, které mohou v základové spáře vznikat. Svislá napětí, která obvykle mohou vzniknout v základové spáře, jsou uvažovány v intervalu 100 až 500 kPa, přičemž s ohledem na časovou náročnost měření (jedno měření trvá 7dní) jsou zkoušeny mezní hodnoty 100 a 500 kPa. Vodorovná zatížení jsou uvažována tak, aby rychlost deformace měřená na prostředním betonovém bloku řádově odpovídala rychlostem deformace na skutečné konstrukci, konkrétně byly zvoleny hodnoty horizontálních sil 0,95kN a 2kN, což na daném zkušebním vzorku vyvozuje konstantní smyková napětí asfaltového pásu 5,28 kPa a 11,1kPa. Jednotlivé kombinace zatížení jsou uvedeny v Tabulce 1, přičemž každá sada měření se provádí nejméně pro dvě teploty (zpravidla 10°C a 20°C), celkem tedy minimálně 8 měření pro každý druh asfaltového pásu.

Tab. 1: Základní kombinace zatížení

měřené kombinace	svislé zatížení [kPa]	vodorovné zatížení [kN]
1	500	0,95
2	500	2,00
3	100	0,95
4	100	2,00

Z výsledků zkoušek jsou dále odvozovány další veličiny a závislosti jako např. skutečná rychlost posuvu, smykový modul pružnosti aj. Výsledky zkoušek lze také použít pro numerické modelování pomocí MKP [3-12].

Jak bylo uvedeno v [1] a [2] teplota prostředí je pro výsledné deformace podstatným vstupním faktorem a je vhodné ji do měření zahrnout. V následujících odstavcích bude vliv teploty představen na konkrétních výstupech.

2 ZKOUŠENÉ MATERIÁLY

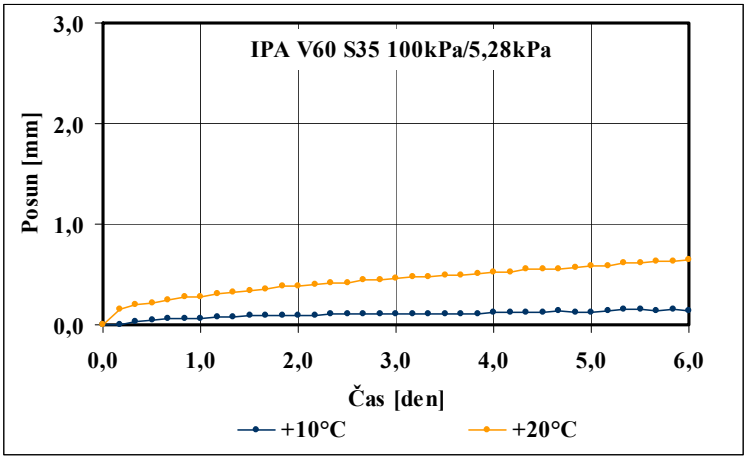
Typ asfaltu a jeho chování je ovlivněno způsobem jeho výroby. Výsledné produkty mohou být křehké, pružné jako guma nebo se jejich vlastnosti mohou pohybovat mezi těmito extrémy. Na našem trhu se objevují pásy oxidované a pásy modifikované jak APP polymery (plastický typ modifikace) tak pásy modifikované SBS kaučuky (elastický typ modifikace).

Druhy materiálů používaných pro laboratorní měření vychází z materiálové základny, která je na současném trhu dostupná. Zkouší se jak pásy oxidované, tak pásy modifikované, přičemž se předpokládá, že modifikované pásy jsou pro vytvoření kluzné spáry obecně vhodnější a to nejen s ohledem na měřené deformace, ale zejména s ohledem na trvanlivost a stálost vlastností modifikovaných pásů.

2.1 Oxidované asfaltové pásy

Obecným nedostatkem pásů z oxidovaných asfaltů je jejich malá tažnost za nižších teplot. Při rozvinování pásů za nízkých venkovních teplot dochází k praskání krycí asfaltové vrstvy, průniku vlhkosti k vložce a urychlení degradace pásu. Časem nebo vlivem nižších teplot pásy křehnou, stávají se neohebnými a lámou se.

Hlavním reprezentantem této skupiny zkoušeným v laboratoři je prozatím asfaltový oxidovaný pás tloušťky 3,5mm s plošnou hmotností 4,9kg/m^2 s jemnozrnným posypem, obchodní název IPA S35 V60. Na obrázku 4 jsou zobrazeny celkové deformace v závislosti na teplotě pro vybranou kombinaci zatížení.



Obr. 4: Horizontální deformace na zkušebním vzorku v průběhu měření pro oxidovaný asfaltový pás (smykové napětí 5,28kPa, svislé napětí 100kPa)

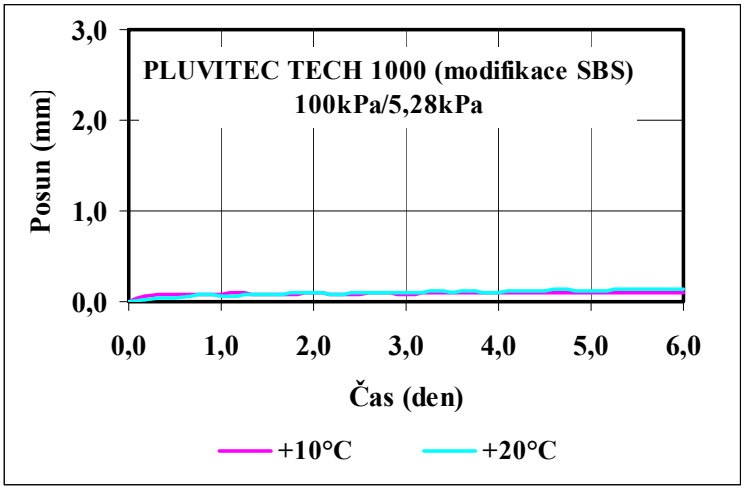
2.2 Modifikované asfaltové pásy

Asfalty modifikované přísadou polymeru patří k novým druhům kvalitních asfaltových výrobků. Surovinou k jejich výrobě je primární asfalt s přidáním vhodných eleastomerů (kaučuků) nebo plastomerů (termoplastů).

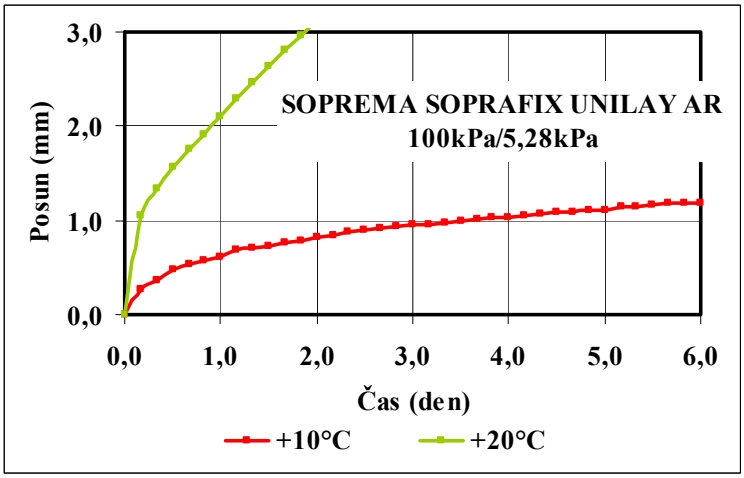
Z eleastomerů je dnes používán nejčastěji styren-butadien-styren (SBS), nazývaný též termoplastický kaučuk. Z plastomerů je téměř výhradně používán ataktický (amorfní) polypropylen (APP). Přidáním různého množství těchto látek se podstatně mění termoviskózní a elastoviskózní vlastnosti původního asfaltu a získávají se materiály s podstatně lepšími uživatelskými vlastnostmi.

Na rozdíl od oxidovaných asfaltů, které se vyznačují pouze plastickým chováním, asfalty modifikované eleastomery vykazují rovněž menší či větší pružné chování, působením namáhání se sice deformují, ale po odtížení se vracejí zpět do své původní polohy či tvaru.

Škálu modifikovaných asfaltů je tedy nutné i pro účely laboratorních zkoušek rozdělit na dvě základní skupiny podle způsobu jejich modifikace. Za běžné laboratorní teploty byla již provedena řada měření, které byly prezentovány například v práci [2]. V současnosti jsou zkoušky nově prováděné v klimatizační komoře a s ohledem na časovou náročnost měření byly prozatím provedeny dvě sady měření na asfaltových pásech modifikovaných SBS, předpokládá se však provedení dalších souborů měření jak na pásech modifikovaných SBS tak APP.



Obr. 5: Horizontální deformace na zkušebním vzorku v průběhu měření pro modifikovaný asfaltový pás (smykové napětí 5,28kPa, svislé napětí 100kPa)



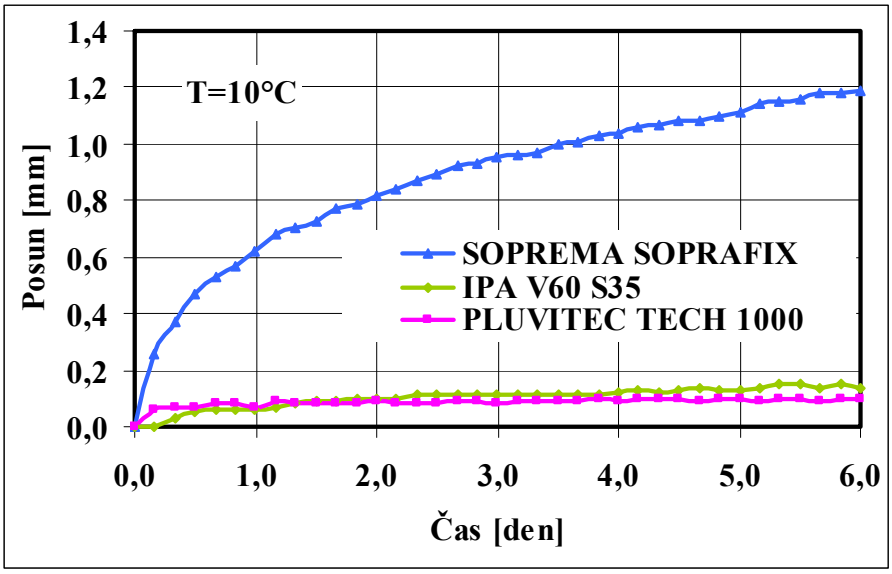
Obr. 6: Horizontální deformace na zkušebním vzorku v průběhu měření pro modifikovaný asfaltový pás s břidličným posypem (smykové napětí 5,28kPa, svislé napětí 100kPa)

Na obrázcích 3 a 4 jsou zobrazeny celkové deformace v závislosti na teplotě pro SBS modifikované asfaltové pásy s obchodními názvy PLUVITEC TECH 1000 (tloušťka 3,4mm, plošná hmotnost 4,0kg/m^2) a SOPREMA SOPRAFIX UNILAY AR (tloušťka pásu 4,7mm, plošná hmotnost 5,7kg/m^2).

3 DISKUZE VÝSLEDKŮ

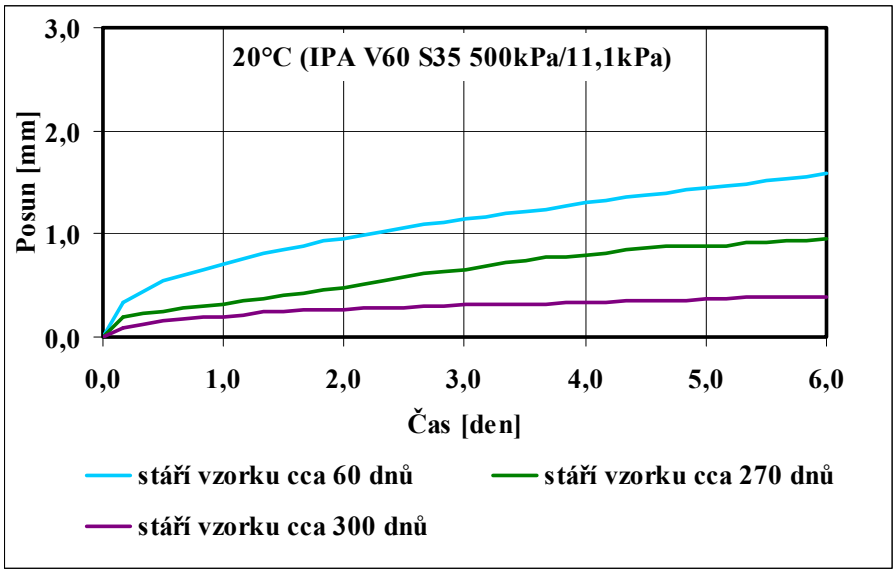
Z uvedených grafů (obrázky 4 až 6) je zřejmé, že změna teploty o 10°C vede u většiny zkoušek k dvojnásobnému nárůstu celkových horizontálních deformací, čímž se potvrzuje předpoklad, že teplota má na výsledné deformace podstatný vliv [1].

Na obrázku 7 je pro ukázku uveden graf, který srovnává deformace asfaltových pásů dle druhu použitého asfaltu (modifikovaný/oxidovaný). Tento graf ukazuje, že rozdíl mezi celkovou deformací pro oxidovaný pás a pro modifikované pásy je variabilní. Modifikovaný asfaltový pás může při stejných zatěžovacích podmínkách dosáhnout deformace podstatně větší než pás oxidovaný (SOPREMA SOPRAFIX), ale také může nabývat velmi podobných hodnot (PLUVITEC TECH 1000). Svou roli v tom samozřejmě hraje také tloušťka asfaltového pásu a jejich případná povrchová úprava. Vzhledem k malému množství vzorků reprezentujících dané skupiny asfaltových pásů ale prozatím nelze s jistotou určit obecné rozdíly v reologických vlastnostech ve vztahu k aplikaci kluzné spáry do základové konstrukce.



Obr. 7: Srovnání horizontálních deformací vzorku v průběhu měření pro oxidovaný asfaltový pás a pro pásy modifikované SBS (pro 10°C)

Volba mezi oxidovaným a modifikovaným pásem však není jediným rozhodovacím faktorem při volbě druhu asfaltového pásu pro vytvoření kluzné spáry. Důležité při volbě druhu asfaltového pásu je jednak srovnání napěťo-deformačního stavu konkrétní konstrukce s vlastnostmi konkrétního asfaltového pásu a v neposlední řadě trvanlivost a časová stálost vlastností asfaltových pásů. Při měřeních v laboratoři došlo například ke zjištění, že stáří vzorku asfaltového pásu z oxidovaného asfaltu ovlivňuje výsledné deformace v nemalé míře. Pro názornost je na obrázku 8 uveden graf deformací v průběhu stáří vzorku pro oxidovaný asfaltový pás IPA. Toto srovnání však není konečné a závislost reologických vlastností na stáří vzorku bude nadále sledována. Na základě všeobecných znalostí chování asfaltů oxidovaných a modifikovaných se však předpokládá větší závislost výsledků na stáří vzorku pro pásy oxidované než pro pásy modifikované, což koresponduje s dosavadními výsledky měření.



Obr. 8: Srovnání horizontálních deformací vzorku z oxidovaného asfaltu s ohledem na stáří vzorku

4 ZÁVĚR

Bylo provedeno několik sad měření reologické odezvy asfaltových pásů a ověřen vliv rozdílných teplot prostředí na velikost deformací. Také byl sledován vliv modifikace asfaltu na chování asfaltového pásu. S ohledem na velké množství existujících materiálů nelze prozatím provést průkazné srovnání oxidovaných a modifikovaných pásů. Na základě původních zkoušek za běžné laboratorní teploty a na základě obecných znalostí o modifikaci asfaltů částečně popsaných v předchozích kapitolách lze předpokládat, že modifikované asfalty budou vykazovat lepší vlastnosti než pásy oxidované. Další otázkou zůstává také rozdíl mezi chováním asfaltů s ohledem na jednotlivé druhy modifikací. Pro ověření předpokladů vycházejících z obecných znalostí o asfaltech je třeba dále testovat oba druhy asfaltových pásů, zejména rozšířit škálu modifikovaných asfaltových pásů.

PODĚKOVÁNÍ

Tento příspěvek byl realizován za finanční podpory SGS grantu, interní číslo SP2012/36.

LITERATURA

[1] ČAJKA, R. & JANULÍKOVÁ, M. & MATEČKOVÁ, P. & STARÁ, M.: Laboratorní testování asfaltových pásů s vlivem teploty. In *Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské – Technické univerzity Ostrava*, rok 2011, ročník XI, číslo 2, řada stavební, s. 15-21, ISSN 1213-1962

[2] MAŇÁSEK, P.: *Základové konstrukce s kluznou spárou*. Disertační práce na Fakultě stavební VŠB-TU, Ostrava, 2008

[3] ČAJKA, R. & JANULÍKOVÁ, M. & MATEČKOVÁ, P. & STARÁ, M.: Modelování základových konstrukcí s kluznou spárou s využitím výsledků laboratorních zkoušek asfaltových pásů. In *Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské – Technické univerzity Ostrava*, rok 2012, ročník XII, číslo 1, řada stavební, s. 1-6, ISSN 1213-1962

[4] ČAJKA, R. & MAŇÁSEK, P. Finite Element Analysis of a structure with a sliding joint affected by deformation loading. In *The eleventh International Conference on Civil, Structural and Environmental Engineering Computing*. 18-21.9. 2007, St. Julians, Malta, ISBN 978-1-905088-17-1

[5] ČAJKA, R. Contact subsoil shear FEM element. In *SEMC 2007 The third International Conference on Structural Engineering, Mechanics and Computation*, 10.-12. September, Cape Town, South Africa, ISBN 9789059660540.

[6] ČAJKA, R. & MYNARZOVÁ, L. Využití numerického modelování při analýze zděné konstrukce na poddolovaném území. In *Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské – Technické univerzity Ostrava*, rok 2009, ročník IX, č. 1, řada stavební, s. 1-6, ISSN 1213-1962

[7] ČAJKA, R. Semispace FEM element and soil - structure interaction. In *The Third International fib Congress and Exhibition & PCI Annual Convention and Bridge Conference*, May 29 - June 2, Washington, D.C. 2010, USA

[8] ČAJKA, R. & MAŇÁSEK, P. Numerical analysis of the foundation structures with sliding joint. In *Eleventh East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering & Construction - Building a Sustainable Environment*, Taipei, Taiwan, 19. - 21.11. 2008. S. 716-717. Sborník příspěvků X. konference a CD, ISBN 978-986-80222-4-9

[9] JANULÍKOVÁ, M. & MATEČKOVÁ, P. & STARÁ, M. Numerical modeling of foundation structures with sliding joints. In *The 9th fib International PhD Symposium in Civil Engineering*. Karlsruhe, Germany: Karlsruhe Institute of Technology (KIT), 2012

[10] SUCHARDA, O. & BROŽOVSKÝ, J. Vliv vybraných parametrů nelineární analýzy betonových konstrukcí. In *Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské – Technické univerzity Ostrava*, rok 2012, ročník XII, číslo 1, řada stavební, s. 151-158, ISSN 1213-1962

[11] SUCHARDA, O. & BROŽOVSKÝ, J. Pružnoplastické modelování železobetonového nosníku: Implementace a srovnání s experimentem. In *Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské – Technické univerzity Ostrava*, rok 2011, ročník XI, číslo 1, řada stavební, s. 237-244, ISSN 1213-1962

[12] SUCHARDA, O. & BROŽOVSKÝ, J. Modely betonářské výztuže pro konečněprvkovou analýzu konstrukcí. In *Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské – Technické univerzity Ostrava*, rok 2011, ročník XI, číslo 2, řada stavební, s. 249-258, ISSN 1213-1962

Oponentní posudek vypracoval:

Doc. Dr. Ing. Michal Varaus, Ústav pozemních komunikací, Fakulta stavební, VUT v Brně.

Doc. Ing. Miloš Zich, Ph.D., Ústav betonových a zděných konstrukcí, Fakulta stavební, VUT v Brně.

Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské - Technické univerzity Ostrava
číslo 2, rok 2012, ročník XII, řada stavební
článek č. 4

Antonín LOKAJ[1], Kristýna VAVRUŠOVÁ[2]

OVĚŘENÍ ÚNOSNOSTI JEDNOSTŘIŽNÉHO HŘEBÍKOVÉHO SPOJE CEMENTOŠTĚPKOVÝCH DESEK

CARYING CAPACITY ASSESSMENT OF ONE-SHEAR NAIL JOINT OF CEMENT-SPLINTER BOARDS

Abstrakt

Obsahem tohoto příspěvku je popis chování a únosnost jednostřižných hřebíkových spojů ve spojích cementoštěpkových desek s prostředním prvkem z rostlého dřeva. Toto je provedeno na základě destruktivního laboratorního testování podle platných evropských norem [1]. V druhé části tohoto příspěvku je popsáno typické porušení těchto spojů a srovnání s výsledky spojů, kde cemetoštěpkové desky jsou nahrazeny rostlým dřevem.

Klíčová slova

Cementoštěpkové desky, rostlé dřevo, hřebíkový spoj, střih, únosnost, pevnost v otlačení.

Abstract

The aim of this article is in description of behavior and bearing capacity of one-shear nail joint of cement-splinter boards with middle solid wood element. This is made on the base of destructive laboratory testing according to valid European standards [1]. In the second part of this paper there is described typical damage of these joints and comparison of these results with bearing capacity of the same way arranged and loaded joints, where however instead of cement-splinter boards solid wood boards were used.

Keywords

Cement-splinter boards, solid wood, nail joint, shear, carrying capacity, embedment strength.

1 ÚVOD

Cementoštěpkové desky (mimo jiné materiály [2,3]) se ve stavebnictví používají především jako nosné a ztužující opláštění stěn dřevostaveb s dřevěným nosným rámem [4]. Materiálové charakteristiky (fyzikální a mechanické) těchto desek jsou již poměrně detailně laboratorně stanoveny a známy. V českých normách pro navrhování dřevěných konstrukcí však nenalezneme údaje o pevnosti těchto desek v otlačení, což je nezbytný údaj pro správné nadimenzování hřebíkových přípojů těchto desek k dřevěnému nosnému rámu.

Testované vzorky jsou navrženy tak, aby odpovídaly rozměrům užívaným v praxi (tloušťka cementoštěpkových desek a středního prvku z rostlého dřeva, průměr a uspořádání hřebíkových spojů) a výsledky tohoto výzkumu byly aplikovatelné v praxi.

[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. 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.

2 LABORATORNÍ TESTOVÁNÍ

Testovaný materiál

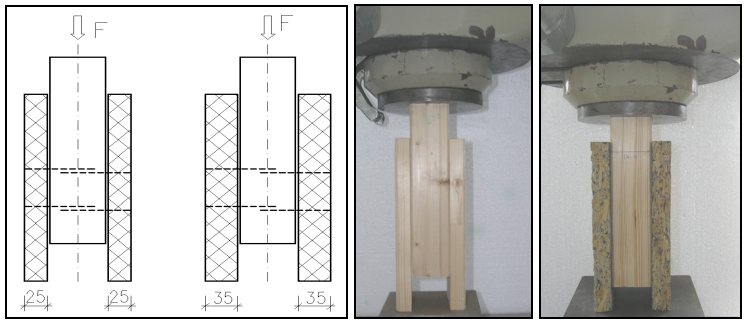
Pro testování byly zvoleny cemetoštěpkové desky tloušťky 25 mm (ρ_k = 700 $kg.m^{-3}$) a 35 mm (ρ_k = 650 $kg.m^{-3}$) a hranoly z rostlého dřeva (smrkové řezivo pevnostní třídy C24 s normovou charakteristickou hustotou ρ_k = 350 $kg.m^{-3}$ jejichž naměřená průměrná hodnota byla 470 $kg.m^{-3}$ [5].

Spojovací prostředky

Jako spojovací prostředky byly zvoleny hřebíky o průměru 2,8 mm a délce 70 mm z oceli s mezí pevnosti f_u = 600 MPa.

Testované vzorky

Byly vyrobeny dvě sady vzorků jednostřižných hřebíkových spojů cementoštěpkových desek s prostředním prvkem z rostlého dřeva (po čtyřiceti kusech v každé sadě). Tloušťka středního prvku z rostlého dřeva je 60 mm. Tloušťka krajních cementoštěpkových desek a desek z rostlého dřeva byla zvolena v praxi nejpoužívanějších hodnotách 25 a 35 mm (obr. 1, 2 a 3).



Obr. 1, 2, 3: Zkušební vzorky s vybranými tloušťkami bočních desek (25 a 35 mm)

Zkušební postup

Testování probíhalo na zkušebním lisu EU 40 v laboratoři Fakulty stavební VŠB-TUO [5,6,7].

3 VÝSLEDKY LABORATORNÍHO TESTOVÁNÍ

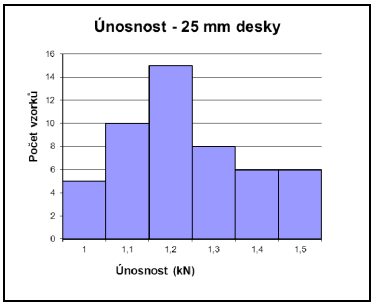
3.1 Statistické vyhodnocení výsledků testů

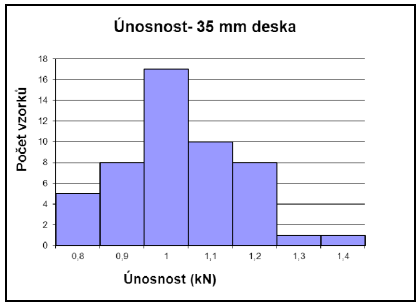
Tabulka 1 uvádí stručný přehled statisticky vyhodnocených výsledků laboratorního stanovení únosnosti hřebíků ve spojích středního prvku z rostlého dřeva s krajními cementoštěpkovými deskami vybraných tlouštěk. V tabulce 1 jsou rovněž uvedeny hodnoty únosnosti hřebíkového spoje stanovené výpočtem podle [1] (jednostřižné spoje deska-dřevo) pro k_{mod} = 1,0 a γ_M = 1,3.

Tab. 1: Tabulka výsledných hodnot únosnosti jednostřižných hřebíkových spojů ($F_{v,Rk}$) ve spojích středního prvku z rostlého dřeva s cementoštěpkovými deskami vybraných tlouštěk ($F_{v,Rk,\ mean}$ – průměrná hodnota veličiny, SD - směrodatná odchylka, $F_{v,Rk,l}$ - 5% kvantil – charakteristická hodnota laboratorně stanovené hodnoty únosnosti, $F_{v,Rk}$ - 5% kvantil – charakteristická hodnota určená výpočtem dle [1])

Tloušťka krajních desek [mm]	Laboratorně stanovená únosnost hřebíku [*kN*]			Únosnost hřebíku stanovená výpočtem podle [1]
t [mm]	$F_{v,Rk,\ mean}$	***SD***	$F_{v,Rk.l}$	$F_{v,Rk}$
25	1,275	0,146	1,034	0,857
35	1,080	0,129	0,868	0,854

Na základě výsledků laboratorního testování byly sestaveny histogramy (obr. 4 a 5) únosnosti hřebíků ve spojích s cementoštěpkovými deskami vybraných tlouštěk (tyto histogramy lze využít ve výpočtech pomocí plně pravděpodobnostních metod, např. SBRA [8,9]).





Obr. 4, 5: Histogramy laboratorně naměřených hodnot únosnosti hřebíku v jednostřižných spojích ($F_{v,Rk}$) s cementoštěpkovými deskami tloušťky 25 a 35 mm

3.2 Porušení vzorků

Zkušební vzorky byly zatěžovány až do dosažení maximálního zatížení nebo posunutí spoje 15 mm (obr. 6). Ve většině případů došlo k dosažení maximálního zatížení před posunutím o hodnotě 15 mm. Na obrázku 6 je uveden zkušební vzorek před a po destruktivním testování. U vzorku po destruktivním testování je viditelný posun cementoštěpkových desek. Na obrázku 7 je znázorněno typické porušení (plastický ohyb) spojovacích prostředků – hřebíků.

Obr. 6, 7: Zkušební vzorky před a po destruktivním testování; typické porušení spojovacích prostředků - hřebíků

3.3 Srovnání se vzorky s deskami z rostlého dřeva

Pro možnost srovnání únosnosti hřebíků v jednostřižném spoji cementoštěpkových desek a desek z rostlého dřeva byla provedena další série testů 40 vzorků, kdy byly cementoštěpkové desky nahrazeny deskami dřeva rostlého. Statisticky vyhodnocené výsledky testů jsou uvedeny v tab. 2.

Tab. 2: Výsledné hodnoty únosnosti hřebíku v jednostřižném spoji ($F_{v,Rk}$) středního prvku z rostlého dřeva s krajními deskami z rostlého dřeva vybraných tlouštěk ($F_{v,Rk,\ mean}$ – průměrná hodnota veličiny, SD - směrodatná odchylka, $F_{v,Rk}$ - 5% kvantil – charakteristická hodnota laboratorně stanovené hodnoty únosnosti, $F_{v,Rk}$ - 5% kvantil – charakteristická hodnota určená výpočtem dle [1])

Tloušťka krajních dřev [mm]	Laboratorně stanovená únosnost hřebíků [*kN*]			Únosnost hřebíku stanovená výpočtem podle [1]
t [mm]	$F_{v,Rk,\ mean}$	***SD***	$F_{v,Rk}$	$F_{v,Rk}$
25	0,915	0,050	0,816	0,734
35	0,863	0,021	0,828	0,734

4 ZÁVĚR

Podle [1] činí vypočtená charakteristická únosnost pro jednostřižné spoje cementoštěpkových desek se středním prvkem z rostlého dřeva $F_{v,Rk}$ = 0,857 kN pro desku tloušťky 25 mm a $F_{v,Rk}$ = 0,854 kN pro desku tloušťky 35 mm. Charakteristická hodnota, získaná z výsledků laboratorního testování pro cementoštěpkovou desku tloušťky 25 mm, činí $F_{v,Rk}$ = 1,034 kN a pro desku tloušťky 35 mm $F_{v,Rk}$ = 0,868 kN. Tyto hodnoty jsou stanoveny pro posun spoje o hodnotě 1 mm.

Z tabulek 1 a 2 je patrné, že únosnost jednostřižných spojů s cementoštěpkovými deskami je větší než s deskami z dřeva rostlého. Pro desky tloušťky 25 mm je rozdíl přibližně 22 % a pro desky tloušťky 35 mm přibližně 5 %. Tento rozdíl v únosnosti je pravděpodobně způsoben rozdílnou hustotou desek z rostlého dřeva a desek cementoštěpkových, které byly použity jako krajní prvky testovaných spojů.

Je možné konstatovat, že cementoštěpkové desky se ve spojích kolíkového typu chovají obdobně jako rostlé dřevo. Ve výpočtech únosnosti těchto spojů je ale potřeba dosadit do vztahů aktuální hustotu cementoštěpkových desek.

PODĚKOVÁNÍ

Práce byla podporována z prostředků koncepčního rozvoje vědy, výzkumu a inovací pro rok 2012 přidělených VŠB-TU Ostrava ministerstvem školství, mládeže a tělovýchovy České republiky.

LITERATURA

[1] Eurocode 5: Design of timber structures – Part 1-1: General – Common rules and rules for buildings, Czech Standards Institute, 01/2007.

[2] MIKOLASEK, D., The analysis of peak joint section of glued laminated structure, In *The Building horizon*, 2010, volume 19, number 8, p. 239 – 242, ISSN 1210-4027. (In Czech language)

[3] POSTULKA J., SANDANUS, J., Berechnungsverfahren für eine Holz-Beton-Verbunddecke mit nägeln als verbindungsmittel, In Bautechnik 76, 2007, Heft 11, pp. 1026 – 1031, ISSN 0932-8351.

[4] HAVIROVA, Z., KUBU, P., Reliability and service life of constructions and buildings of wood, In *Wood Research* 51, 2007, pp. 15 – 28, ISSN: 1336-4561.

[5] CSN EN 383 Timber structures - Test methods - Determination of embedment strength and foundation values for dowel type fasteners, Czech Standards Institute, 06/2007.

[6] CSN EN 1380 – Timber structures – Test methods – Bearing nails, woodscrews, dowels and bolts, 12/2009.

[7] LOKAJ, A., VAVRUSOVA, K., RYKALOVA, E. Application of laboratory tests results of dowel joints in cement-splinter boards VELOX into the fully probabilistic methods (SBRA method). In *Applied Mechanics and Civil Engineering* (AMCE) 2011, Macau 12/2011, ISSN: 1660-9336, ISBN: 13978-3-03785-291-0.

[8] MAREK, P., BROZZETTI, J., GUSTAR, M. and TIKALSKY, P., *Probabilistic Assessment of Structures using Monte Carlo Simulation*. Praha (2003). ISBN 80-86246-19-1

[9] KRIVY, V. & MAREK, P. Zur probabilistischen Bemessung von Stahlrahmen. In *Stahlbau*, 76. Jahrgang, Heft 1, (2007) pp. 12 - 20, ISSN 0038-9145.

Oponentní posudek vypracoval:

Doc. Ing. Jaroslav Sandanus, PhD., Katedra kovových a drevených konštrukcií, Stavebná fakulta, STU v Bratislave.

Ing. Renáta Korenková, PhD., Katedra pozemného staviteľstva a urbanizmu, Stavebná fakulta, ŽU v Žiline.

Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské - Technické univerzity Ostrava
číslo 2, rok 2012, ročník XII, řada stavební
článek č. 5

Antonín LOKAJ[1], Kristýna KLAJMONOVÁ[2]

ÚNOSNOST SVORNÍKOVÝCH SPOJŮ KULATINY S VLOŽENÝMI OCELOVÝMI PLECHY PŘI JEDNORÁZOVÉM STATICKÉM NAMÁHÁNÍ

CARRYING CAPACITY OF BOLTED JOINTS OF ROUND TIMBER WITH STEEL PLATES UNDER STATIC LOADING

Abstrakt

Obsahem příspěvku je prezentace výsledků statických testů svorníkových spojů dřevěné kulatiny s vloženými ocelovými styčníkovými plechy. Testy spojů vzorků kulatiny v tahu byly prováděny staticky v lisu EU100 v laboratoři FAST VŠB-TU Ostrava. Výsledky testů byly statisticky vyhodnoceny a doplněny o grafické záznamy deformační odezvy spoje na zatížení.

Klíčová slova

Kulatina, svorník, spoj, únosnost.

Abstract

Aim of this article is in presentation of results of statically tests of round timber bolted connections with steel plates. Round timber connections tests in tension were made on pressure machine EU100 in laboratory of Faculty of Civil Engineering VSB-TU Ostrava. Results of laboratory tests have been statistically evaluated and completed by graphical records of deformation response on loading.

Keywords

Round timber, bolt, joint, carying capacity.

1 ÚVOD

V současnosti se těší stále větší oblibě dřevěné konstrukce prováděné z kulatiny. Jedná se zejména o lávky, mosty, rozhledny (v roce 2011 byla dokončena nejvyšší dřevěná rozhledna z kulatiny ve střední Evropě - u Bohdanče, o výšce téměř 53 m – obr. 1 a 2 - [2]), případně vybavení dětských hřišť. Pokud jsou tyto konstrukce navrženy s příhradovým nosným systémem, pak spoje prvků těchto konstrukcí jsou často prováděny pomocí svorníků a vkládaných ocelových styčníkových plechů.

V současných evropských normách pro navrhování dřevěných konstrukcí ([1]) je řešena problematika spojů typu dřevo-dřevo, resp. ocel-dřevo pomocí svorníků, ale dřevem se myslí výhradně hraněné řezivo. Spoje prvků z kulatiny nemají v současných normách dostatečnou oporu. Problémem je rovněž určení cyklicky namáhaných spojů (na únavu viz např. [3] a [4]) těchto prvků navzájem, případně v kombinaci s ocelovými prvky. Zkoumání statické únosnosti svorníkových spojů prvků z kulatiny se věnovali výzkumníci ve Velké Británii, na ČVUT ([6]) i na dalších

[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. Kristýna Klajmonová, Katedra konstrukcí, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava-Poruba, tel.: (+420) 597 321 925, e-mail: kristyna.klajmonova@vsb.cz.

výzkumných pracovištích. Výsledky testování svorníkových spojů ocelových nosníků a prvků z LLD lze nalézt např. v [7].

Ke spolehlivému návrhu dřevěných konstrukcí z kulatiny, které mohou být vystaveny dynamickému namáhání (zejména mosty, lávky, věže a rozhledny), je nezbytně nutné znát odezvu těchto konstrukcí a hlavně jejich spojů na statické i dynamické zatížení. V první fázi byl vybrán nejobvyklejší typ spojů, tj. svorníkový přípoj osově taženého prutu s vloženým styčníkovým ocelovým plechem. Poté byly vyrobeny testovací vzorky. Vzorky svorníkového spoje dřevěných prvků z kulatiny s vloženými styčníkovými plechy byly testovány na únosnost a deformaci při jednorázovém namáhání tahem – až po destrukci spoje. Tímto testem byla zjišťována únosnost a deformace spoje při statickém namáhání a zároveň bylo provedeno srovnání s výpočtem únosnosti podle současně platné evropské normy pro navrhování dřevěných konstrukcí – [1] (uvádí vztahy pro spoje ocel/hraněné dřevo). Tyto testy byly provedeny na zařízení v laboratoři FAST VŠB-TU Ostrava. Na základě výsledků statických testů budou nastaveny intenzity dynamického zatížení a spoje budou následně testovány i cyklickým zatížením na pulzátoru.

Obr. 1: Rozhledna u Bohdanče z dřevěné kulatiny

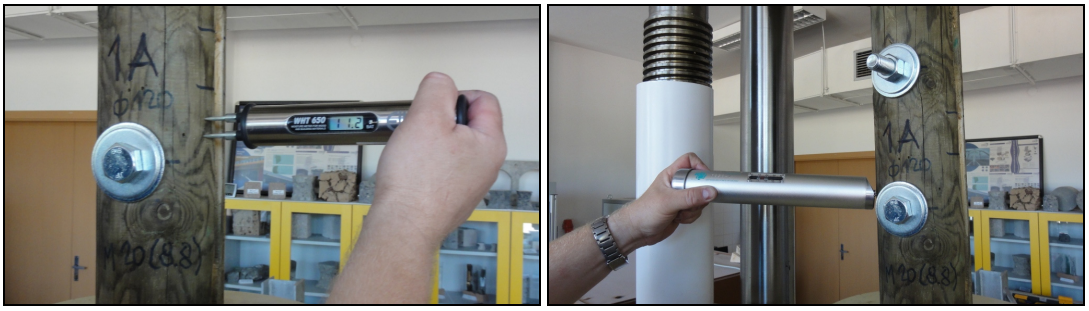
2 POPIS TESTOVANÝCH VZORKŮ

Velikost testovacích vzorků bylo nutné přizpůsobit možnostem testovacího zařízení v laboratoři FAST VŠB-TU Ostrava. Byla použita kulatina o průměru 120 mm ze smrkového řeziva délky 450 mm. Průřez byl frézován na konstantní průměr. Svorníky byly zvoleny z VP oceli třídy 8.8 (f_y = 640 MPa, f_u = 800 MPa) o průměru 20 mm. Styčníkové plechy z oceli S235 tloušťky 8 mm, šířky 70 mm, byly opatřeny dírou pro svorník o průměru 22 mm. Díry pro svorníky v kulatině měly průměr 20 mm. Celkem bylo připraveno a otestováno 9 vzorků (obr. 2 - A). Testy – tahové zkoušky probíhaly na lisu EU100 se záznamovým zařízením (obr. 2 - B).

Před započetím testování v lisu bylo provedeno několik nedestruktivních testů s cílem určit kvalitu materiálu kulatiny a zejména její vlhkost a hustotu. Testované vzorky kulatiny byly zváženy na laboratorních vahách, změřeny rozměry a vlhkost (obr. 3 – A). Z takto získaných údajů byla určena objemová hmotnost vzorků a z ní odvozená hustota. Průměrná vlhkost vzorků činila 11,3%. Průměrná hodnota objemové hmotnosti činila 542 kg/m^3. Průměrná tloušťka letokruhů byla 1,24 mm, což potvrzuje poměrně naměřené vysoké hodnoty hustoty a kvalitu testované kulatiny. Penetračním

přístrojem PILODYN 6J byla naměřena průměrná hloubka vniku 10,9 mm, čemuž odpovídá (podle vztahů uvedených v [5]) hustota kulatiny 430 kg/m^3.

Obr. 2-A/B: Testovaný vzorek upnutý v lisu (A - vlevo), lis EU 100 se vzorkem (B - vpravo)



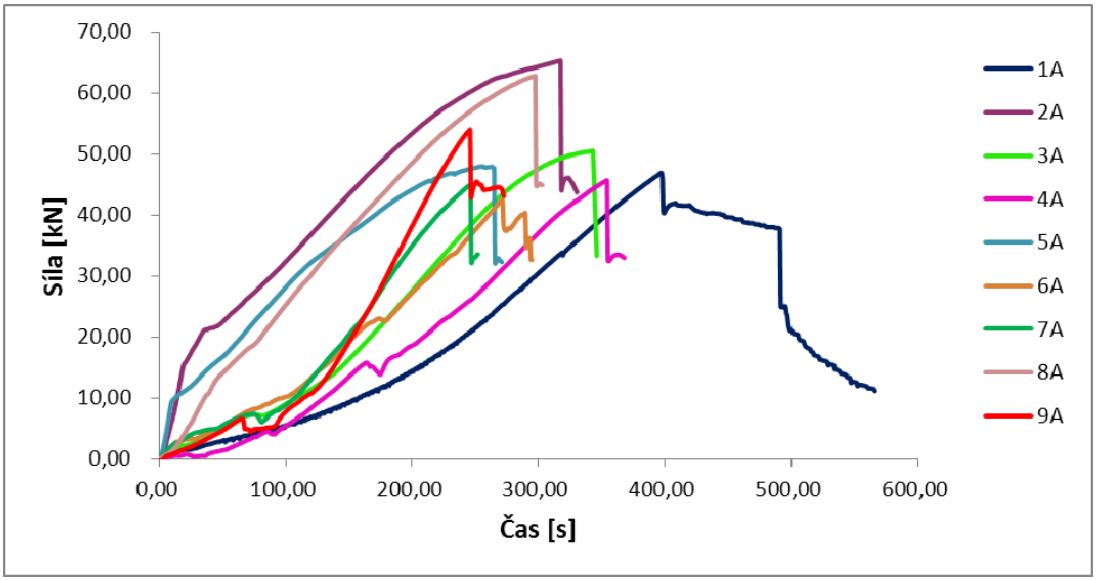
Obr. 3 – A/B: Měření vlhkosti vzorku (A – vlevo), testování přístrojem PILODYN 6J (B – vpravo)

3 PRŮBĚH TESTŮ

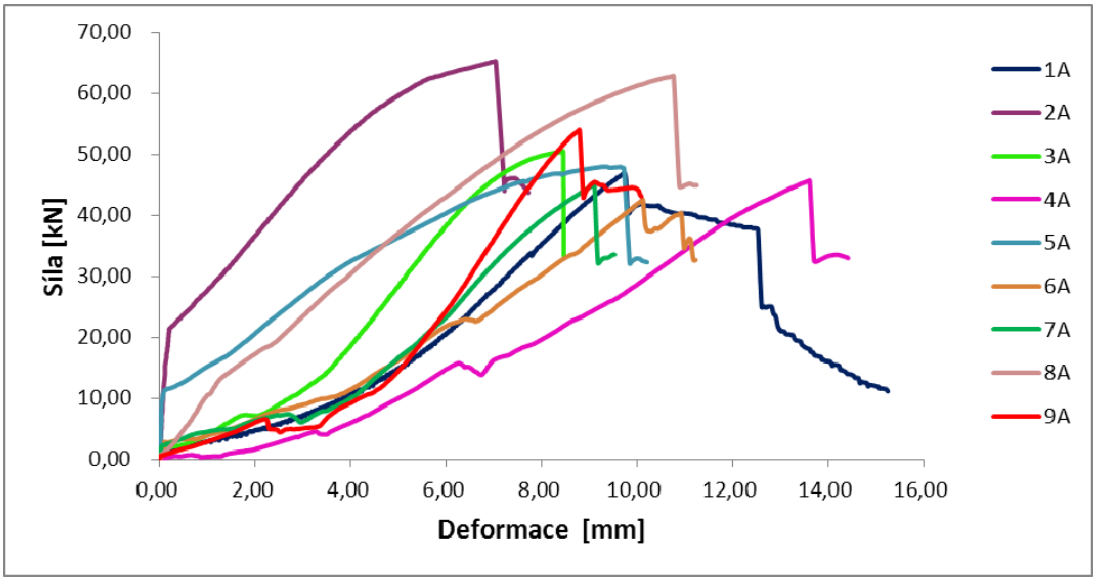
Testování probíhalo v lisu EU100, kdy tahová síla postupně narůstala. Zvolená rychlost posuvu čelistí lisu se ukázala jako vhodně zvolená, protože k destrukci všech testovaných vzorků došlo v časovém rozmezí 300±120 *s*, což odpovídá časovému rozmezí laboratorních zkoušek krátkodobé pevnosti podle současných evropských norem pro dřevěné konstrukce.

Graf závislosti nárůstu síly v čase pro jednotlivé vzorky je uveden na obr. 4. Obr. 5 znázorňuje vztah deformace (tj. protažení) spoje a působící tahové síly ve spoji.

Podle vztahů pro dvojstřižné spoje kolíkového typu ocel/dřevo s ocelovým plechem uprostřed ([1]) měl být nejslabším článkem spoje ocelový svorník, byť je navržen z oceli vysoké pevnosti. K porušení spoje mělo dojít dosažením plastické únosnosti v ohybu svorníku a vytvořením plastického kloubu. Na obr. 4 je u většiny vzorků zřetelné zpomalení nárůstu síly v čase a na obr. 5 je obdobně zřetelné zpomalení nárůstu síly ve vztahu k nárůstu deformace, což naznačuje, že skutečně docházelo k plastickému přetváření svorníku. K porušení všech vzorků však došlo **rozštípnutím** vzorku – obr. 6. K roztržení došlo překročením pevnosti dřeva v tahu kolmo k vláknům, nebylo však pozorováno předpokládané porušení blokovým smykem. Ani v jednom případě nedošlo ke zlomení svorníku.



Obr. 4: Nárůst tahové síly ve spoji v čase



Obr. 5: Vztah tahové síly ve spoji a deformace (= protažení) spoje

Obr. 6: Destrukce testovaných vzorků v lisu EU100

4 VÝSLEDKY TESTŮ

Výsledky únosnosti spojů získané z testů i hodnoty vypočtené podle [1] na základě aktuálních hodnot hustoty dřeva jsou uvedeny v Tab. 1. Vzhledem k poměrně omezenému počtu testů není možné vyvozovat jednoznačná tvrzení, nicméně odezva všech testovaných vzorků spojů na zatížení vykazovala určité podobné znaky. Po počáteční deformaci spoje (posunutí o přibližně 5 mm), která byla způsobena rozdílným průměrem svorníků a díry v ocelovém styčníkovém plechu, nastala téměř lineární fáze „pracovního diagramu“ spoje až do úrovně přibližně 80% maximální únosnosti. Nad touto úrovní namáhání se již objevilo slyšitelné praskání a došlo k „plastické“ fázi deformace spoje, tj. deformace spoje se zvyšovala více, než by to odpovídalo nárůstu síly (viz obr. 5). V konečné fázi došlo k rychlému rozštípnutí dřevěného prvku v oblasti mezi svorníkem a koncem kulatiny (obr. 6). Únosnost spojů jednotlivých testů vykazovala poměrně velký rozptyl (od 43 kN do 65 kN), přesto je možné konstatovat, že naměřené hodnoty únosnosti spoje poměrně dobře odpovídají hodnotám, vypočteným podle [1] s aktuálními hodnotami hustoty dřeva kulatiny.

Tab. 1: Výsledné hodnoty únosnosti svorníkových spojů kulatiny získané výpočtem a testováním

	$F_{V,Rk,1}$ [kN]	$F_{V,Rk,2}$ [kN]	$F_{V,Rk,3}$ [kN]	$\boldsymbol{F_{V,Rd,VYP}}$ [kN]	$\boldsymbol{F_{V,Rd,TEST}}$ [kN]
μ	35,54	32,03	49,64	**49,28**	**50,29**
SD	0,96	0,52	0,71	**0,80**	**5,95**
V [%]	2,71	1,63	1,44	**1,63**	**11,82**

Kde:

$F_{V,Rk,i}$ jsou charakteristické hodnoty únosnosti dvojstřižného spoje (ocel/dřevo) v jednom střihu pro jednotlivé způsoby porušení stanovené výpočtem podle [1];

$F_{V,Rd,VYP}$ je návrhová hodnota únosnosti dvojstřižného spoje (ocel/dřevo) stanovená výpočtem pro k_{mod} = 1,0 a γ_M = 1,3;

$F_{V,Rd,TEST}$ je hodnota únosnosti dvojstřižného spoje (ocel/dřevo) naměřená v laboratorním testu;

μ je střední hodnota příslušné veličiny;

SD je směrodatná odchylka příslušné veličiny;

V je variační koeficient příslušné veličiny.

5 ZÁVĚR

Výsledky statických testů svorníkových spojů kulatiny s vloženými styčníkovými plechy naznačily, že i přes poměrně velký rozptyl naměřených výsledků únosnosti spoje, lze konstatovat poměrně dobrou shodu s předpokládanými hodnotami stanovenými výpočtem. Získané poznatky poslouží k dalšímu testování těchto spojů, tentokráte vystavených různým intenzitám mnohacyklického (míjivého) namáhání.

PODĚKOVÁNÍ

Příspěvek byl realizován z prostředků koncepčního rozvoje vědy, výzkumu a inovací pro rok 2012 přidělených VŠB-TU Ostrava Ministerstvem školství, mládeže a tělovýchovy České republiky.

LITERATURA

[1] ČSN EN 1995-1-1. Eurokód 5: Navrhování dřevěných konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla – Společná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. ČNI, Praha, 2006.

[2] STRAKA, B., ŠMAK, M. Spoje s ocelovými prvky ve dřevěných konstrukcích. Ve sborníku odborného semináře s mezinárodní účastí *Dřevostavby 2011*. Volyně 20. a 21. 4. 2011. Str. 151-158. ISBN 978-80-86837-33-8.

[3] MALO, K. A. et al. Fatigue Tests of Dowel Joints in Timber Structures, Part II: Fatigue Strength of Dowel Joints in Timber Structures. Nordic Timber Bridge Project, ISBN 82-7120-035-6. Nordic Timber Council AB, Stockholm, Sweden, 2002.

[4] SMITH, I. et al. *Fracture and Fatigue in Wood*. John Wiley & Sons, England, 2003.

[5] KUKLÍK, P., KUKLÍKOVÁ, A. Nondestructive Testing of Solid Timber. In Proceedings of *International Conference on Wood and Wood Fiber Composites*, Stuttgart, 2000, Pp. 303-312.

[6] KUKLÍK, P. *Dřevěné konstrukce*, Praha 2005, ISBN 80-86769-72-0.

[7] LOKAJ, A. a kol. *Dřevostavby a dřevěné konstrukce I. A II. Díl*. CERM Akademické nakladatelství Brno, 2010, ISBN 978-80-7204-732-1.

Oponentní posudek vypracoval:

Doc. Ing. Bohumil Straka, CSc., Ústav kovových a dřevěných konstrukcí, Fakulta stavební, VUT v Brně.

Doc. Ing. Jaroslav Sandanus, PhD., Katedra kovových a drevených konštrukcií, Stavebná fakulta, STU v Bratislave.

Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské - Technické univerzity Ostrava
číslo 2, rok 2012, ročník XII, řada stavební
článek č. 6

Lucie MYNARZOVÁ[1], Martin BÁRTA[2], Miroslav MYNARZ[3]

DETERMINATION OF THE BLAST INDUCED LOAD

STANOVENÍ ZATÍŽENÍ VYVOLANÉHO VÝBUCHEM

Abstract

Blast load on building structures can be determined by several simple calculation methods. Some of them are verified in this paper. For determination of overpressure, various computational methods exist but their utilization in practice is not clear. The contribution presents the results of evaluation of 12 equations, pointing out the most suitable formula for given geometry and type of gas.

Keywords

Explosion, venting, blast load, empirical calculation.

Abstrakt

V příspěvku jsou ověřovány jednoduché výpočetní přístupy vedoucí ke stanovení výbuchového zatížení na stavební konstrukce. Pro stanovení přetlaku při výbuchu plynu existují různé výpočetní metody, ale není zcela ověřeno, do jaké míry jsou využitelné v praxi. Článek představuje výsledky vyhodnocení 12 rovnic a poukazuje na nejvhodnější vzorec pro danou geometrii a typ plynu.

Klíčová slova

Výbuch, odlehčení výbuchu, výbuchové zatížení, empirický výpočet.

1 INTRODUCTION

Explosion venting belongs to the group of construction arrangements for explosion protection. This arrangement by itself could not prevent the explosion but instead danger effects are limited to reasonable size. If it is not possible to avoid the creation of explosive atmosphere and to eliminate explosion hazard with the help of active explosion prevention (or if these precautions are not suitable), then the objects should be designed in such a way that explosion effects are lowered to the safety margin. The arrangements ensure that damage of structure and exposure of people would be minimised.

In practice, most internal explosions are solved as venting explosions. At pressure increase in the object or room, so-called vent areas (e. g. windows, doors, partition walls etc.) are relieved at

[1] Ing. Lucie Mynarzová, 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: lucie.mynarzova@vsb.cz.

[2] Martin Bárta, Katedra požární ochrany, Fakulta bezpečnostního inženýrství, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Lumírova 1875/17, 708 33 Ostrava-Výškovice, e-mail: martin.barta.st@vsb.cz.

[2] Ing. Miroslav Mynarz, Katedra požární ochrany, Fakulta bezpečnostního inženýrství, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Lumírova 13, 708 33 Ostrava-Výškovice, tel.: (+420) 597 322 889, e-mail: miroslav.mynarz@vsb.cz.

certain value. In the case the explosion is vented, final generated pressure is much lower. Many authors have been focused on the determination of this reduced pressure and lots of calculation formulas have been published. Chosen formulas are presented in this contribution.

2 TERMS AND DEFINITIONS

Table 1 shows used terms and definition. It also specifics single variables and constants used further in this text.

Tab.1: Used terms and definitions

Term	Definition
p_{red}	Reduced pressure
π_{red}	Dimensionless reduced pressure
p_{stat}	Static activation pressure
p_0	Initial pressure
A_s	Internal area of enclosure
A_v	Vent area
V	Volume of enclosure
E_0	Expansion ratio
c_0	Sound speed
χ	Turbulence factor
π_v	Dimensionless air-release parameter
π_0	Ludolf number
γ_b	Adiabatic coefficient of combustion
γ_u	Adiabatic compression coefficient
S_{u0}	Normal burning velocity
S_0	Laminar burning velocity
W	Weight of m^2 of vent area
S_{fl}	Burning of flame velocity
C_d	Coefficient of discharge (resistance)
K	Ventilation coefficient
A_{min}	Minimal size of envelope areas
A_{max}	Maximum size of envelope areas
d, f, g, h	Constants
$\overline{S}_0$	Dimensionless parameter
$\overline{A}$	Dimensionless parameter
Br, Br_t	Bradley number
χ/μ	Number expressing relation between deflagration and turbulent flow
D	Diameter
C	Coefficient
A_{sv}	Area of surface with vent area

3 EQUATIONS USED FOR OVERPRESSURES CALCULATION

This chapter describes particular computational procedures for calculation of reduced explosion pressure, or more precisely blast load of the structure, by various sources and authors. For particular procedures, important notes or limitations that should be followed to obtain correct results are introduced.

According to ČSN EN 1991-1-7 [5]

$$p_{red} = 3 + p_{stat} \tag{1}$$

or

$$p_{red} = 3 + \frac{p_{stat}}{2} + \frac{0{,}04}{\left(\frac{A_v}{V}\right)^2} \tag{2}$$

Note:
Pressure p_{red} and p_{stat} is considered in units of kPa; V and A are in m^3 and m^2. Pressure p_{red} with higher value is always taken into account.

Limitation:
Valid only for $V < 1000$ m^3, A_v/V ranges from 0,05 to 0,15 m^{-1}.

According to NFPA 68 [9]

$$p_{red} = \left(C \cdot A_S\right)^2 \cdot A_V^{-2} \tag{3}$$

Note:
Pressure p_{red} is counted in units of bar g, coefficient C in $bar^{1/2}$. A_s and A_v are in m^2.

Limitation:
Valid only for $p_{stat} < 0{,}1$ bar g.

According to Runess [12]

$$p_{red} = 1{,}804 \cdot 10^{-4} \cdot \left[D^2 \cdot S_{fl} \cdot \left(E_0 - 1\right)\right]^2 \cdot A_V^{-2} \tag{4}$$

Note:
Pressure p_{red} is expressed in units of bar g, D and A_v are in m and m^2, burning of flame velocity S_{fl} in m/s, E_0 is a constant.

According to Simpson [13, 2]

$$p_{red} = \left[\frac{1}{d \cdot V^f \cdot e^{\left(g \cdot p_{stat}\right)}}\right]^{1/h} \cdot A_V^{1/h} \tag{5}$$

Note:
Pressure p_{red} is expressed in units of bar g, V and A_v are in m^3 and m^2, d, f, g, h are dimensionless constants.

Limitation:
$0{,}1 < p_{stat} < 0{,}5$; $p_{stat} + 0{,}1 < p_{red} < 2$; $1 < V < 5000$.

According to Bradley (formula No. 1) [3]

$$p_{red} = 2{,}43 \cdot \left(\frac{\overline{A}}{\overline{S_0}} \right)^{-0{,}6993} \qquad for \quad p_{red} > 1\ bar\ g \tag{6}$$

$$p_{red} = 12{,}46 \cdot \left(\frac{\overline{A}}{\overline{S_0}} \right)^{-2} \qquad for \quad p_{red} < 1\ bar\ g \tag{7}$$

Calculation of parameters $\overline{A}$ and $\overline{S}_0$:

$$\overline{A} = \frac{C_d \cdot A_V}{A_S} \tag{8}$$

$$\overline{S_0} = \frac{S_{u0}}{c_0} \cdot (E_0 - 1) \tag{9}$$

Note:
Pressure p_{red} is expressed in units of bar g, A_s and A_v are in m^2, S_{u0} and c_0 in m/s, $\overline{A}$ is dimensionless vent area, $\overline{S}_0$ is dimensionless venting parameter and C_d is dimensionless constant.

Limitation:
Maximum reduced pressure does not exceed venting opening pressure.

According to Bradley (formula No. 2) [3]

$$p_{red} = 4{,}82 \cdot p_{stat}^{0{,}375} \cdot \left(\frac{\overline{A}}{\overline{S_0}} \right)^{-1} \tag{10}$$

For calculation of $\overline{A}$ and $\overline{S}_0$ see Bradley (formula No. 1).

Note:
Pressure p_{red} and p_{stat} is considered in units of bar g.

According to Cubbage and Simmonds (formula No. 1) [4, 3, 1]

$$p_{red} = 0{,}365 \cdot \left(\frac{\overline{A}}{\overline{S_0}} \right)^{-1} \tag{11}$$

For calculation of $\overline{A}$ and $\overline{S}_0$ see Bradley (formula No. 1).

Note:
Pressure p_{red} is expressed in units of bar g.

According to Rasbash [10]

$$p_{red} = 0{,}15 \cdot p_{stat} \cdot 0{,}365 \cdot \left(\frac{\overline{A}}{\overline{S_0}} \right)^{-1} \tag{12}$$

For calculation of $\overline{A}$ and $\overline{S}_0$ see Bradley (formula No. 1).

Note:
Pressure p_{red} and p_{stat} is considered in units of bar g.

Limitation:
$0{,}2 < A_v/A_{sv} < 1$, $p_{stat} < 0{,}48$ bar g.

According to Yao [14]

$$p_{red} = \left[\frac{0{,}375 \cdot \chi^{0{,}675} \cdot E_0^{7/6}}{E_0 - 1} \right]^2 \cdot \left(\frac{\overline{A}}{\overline{S_0}} \right)^{-2} \tag{13}$$

For calculation of $\overline{A}$ and $\overline{S}_0$ see Bradley (formula No. 1).

Note:
Pressure p_{red} is expressed in units of bar g, χ and E_0 are dimensionless constants.

According to Molkov (formula No. 1) [7]

$$\pi_{red} = \frac{p_{red} - p_0}{p_0} = 9{,}8 \cdot \left[\frac{B_r \cdot (E_0 - 1)}{(36 \cdot \pi_0)^{1/3} \cdot \sqrt{\gamma_u}} \cdot \frac{\mu}{\chi} \right]^{-2,4} \tag{14}$$

Calculation of parameter Br (Bradley number):

$$Br = \frac{A_V}{V^{2/3}} \cdot \frac{C_0}{S_{u0} \cdot \left(E_0 - \frac{1 - \frac{1}{\gamma_b}}{1 - \frac{1}{\gamma_u}} \right)} \tag{15}$$

Calculation of parameter χ/μ:

$$\frac{\chi}{\mu} = 0{,}9 \cdot \left[\frac{\left(1 + 10 \cdot V^{1/3}\right) \cdot (1 + 0{,}5 \cdot Br)}{1 + \pi_v} \right]^{0{,}37} \tag{16}$$

Calculation of parameter π_v:

$$\pi_v = \frac{p_{stat}}{p_0} \tag{17}$$

Note:
Pressures π_{red}, p_{red}, p_{stat} and p_0 are expressed in units of bar g. V and A_v are in m^3 and m^2, S_{u0} and c_0 are calculated in m/s, E_0, γ_u, γ_b are dimensionless constants.

According to Molkov (formula No. 2) [6]

$$\pi_{red} = Br_t^{-2,4} \quad for \quad \pi_{red} < 1 \tag{18}$$

$$\pi_{red} = 7 - 6 \cdot Br_t^{0,5} \quad for \quad \pi_{red} > 1 \tag{19}$$

Calculation of parameter Br_t:

$$Br_t = \frac{\sqrt{\frac{E_0}{\gamma_{u0}}}}{\sqrt[3]{36 \cdot \pi_0}} \cdot Br \cdot \frac{\mu}{\chi} \tag{20}$$

For calculation of Br, χ/μ and π_v see Molkov (formula No. 1).

Note:
Pressures p_{red} and p_{stat} are expressed in units of bar g. V and A_v are in metric units m^3 and m^2, S_{u0} and c_0 are calculated in m/s, E_0, γ_u, γ_b are dimensionless constants.

According to Cubbage and Simmonds (formula No. 2) [4]

$$P_1 = S_0 \cdot \frac{(4{,}3 \cdot K \cdot W + 28)}{V^{\frac{1}{3}}} \tag{21}$$

$$P_2 = 58 \cdot S_0 \cdot K \tag{22}$$

Calculation of parameter K:

$$K = \frac{A_S}{A_V} \tag{23}$$

Note:
P_1 is reaction pressure of vent areas and P_2 is maximum explosion pressure in given space. Both pressures are expressed in mbar g. V, A_s and A_v are in m^3 and m^2, W is counted in kg/m^2 and S_{u0} in m/s.

Limitations:
Coefficient $K < 5$; weight of vent area per unit area does not exceed 24 $kg.m^{-2}$; no support is used to keep a venting element in its position; ratio of maximum and minimum size of envelope areas is smaller than 3:1.

4 INPUT DATA AND COMPUTATIONAL ASSUMPTIONS

The measurements were executed at stoichiometric concentration of homogeneous methane-air mixture in cubic equipment with volume of 0,250 m^3. Table 2 introduces the constants used for calculations of reduced pressures.

Tab.2: The constants used for calculations of reduced pressures [11]

Gas mixture	S_{u0} (m/s)	C_d (m/s)	c_0 (m/s)	E_0 (-)	γ_u (-)	γ_b (-)
Methane 9,5 %	0,44	0,6	353	7,48	1,38	1,18

Testing equipment was built as a reduced physical model of the object. In the envelope of the model, vent opening was installed in the middle of one side. Area of square-shaped opening was 0,040 m^2 and the diaphragm with average value of static activation pressure of 0,226 bar was used as a filling of the opening. Area of internal surface of the model was 2,418 m^2, area of one side with the opening was 0,393 m^2, weight of 1 m^2 of vent area was 0,092 kg, minimum size of envelope areas was 0,605 m and maximum size of envelope areas was 0,650 m. In the experiment enclosure, any obstructers for increase of the turbulence did not occur. Ignition of the mixture was supposed to be in the centre of the model [8].

For particular formulas, various input data are used. Table 3 illustrates particular variables and constants entering the calculation in their relationship to single computational approaches.

Tab.3: Use of variables and constants for calculation of particular formulas

Author, source of formula		Variables and constants									
		p_{stat}	P_0	V	A_V	A_s	D	E_0	S_{u0}	S_{fl}	C
		C_d	c_0	χ	γ_u	γ_b	W	A_{sv}	A_{min}	A_{max}	S_0
	ČSN EN 1991-1-7	✓	-	✓	✓	-	-	-	-	-	-
		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	NFPA68	✓	-	-	✓	✓	-	-	-	-	✓
		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Simpson	✓	-	✓	✓	-	-	-	-	-	-
		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Runes	-	-	✓	✓	-	✓	-	-	✓	-
		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Bradley 1	-	-	-	✓	✓	-	✓	✓	-	-
		✓	✓	-	-	-	-	-	-	-	-
	Bradley 2	-	-	-	✓	✓	-	✓	✓	-	-
		✓	✓	-	-	-	-	-	-	-	-
	Cubbage and Simmonds 1	✓	-	-	✓	✓	-	✓	✓	-	-
		✓	✓	-	-	-	-	-	-	-	-
	Rasbash	✓	-	-	✓	✓	-	✓	✓	-	-
		✓	✓	-	-	-	-	✓	-	-	-
	Yao	-	-	-	✓	✓	-	✓	✓	-	-
		✓	✓	✓	-	-	-	-	-	-	-
	Molkov 1	✓	✓	✓	✓	-	-	✓	✓	-	-
		-	✓	-	✓	✓	-	-	-	-	-
	Molkov 2	✓	✓	✓	✓	-	-	✓	✓	-	-
		-	✓	-	✓	✓	-	-	-	-	-
	Cubbage and Simmonds 2	-	-	✓	✓	-	-	-	-	-	-
		-	-	-	-	-	✓	✓	✓	✓	✓

✓ given variable or constant has to be entered for calculation of the formula

- it is not need to enter given variable or constant for calculation of the formula

5 CALCULATED RESULTS

Only eight of presented twelve equations could be used for given conditions. Remaining equations did not satisfy mentioned limitations of particular formulas. Calculated values are shown in table 4.

Tab.4: Calculated values of reduced pressures

Formula	Runes	Bradley 1	Bradley 2	Cubbage and Simmonds 1
Reduced pressure (bar)	0,715	2,104	2,133	0,297
Formula	Rasbash	Yao	Molkov 1	Molkov 2
Reduced pressure (bar)	0,331	1,577	0,410	0,332

Figure 1 demonstrates graphic view of single values of reduced pressures according to different computational approaches.

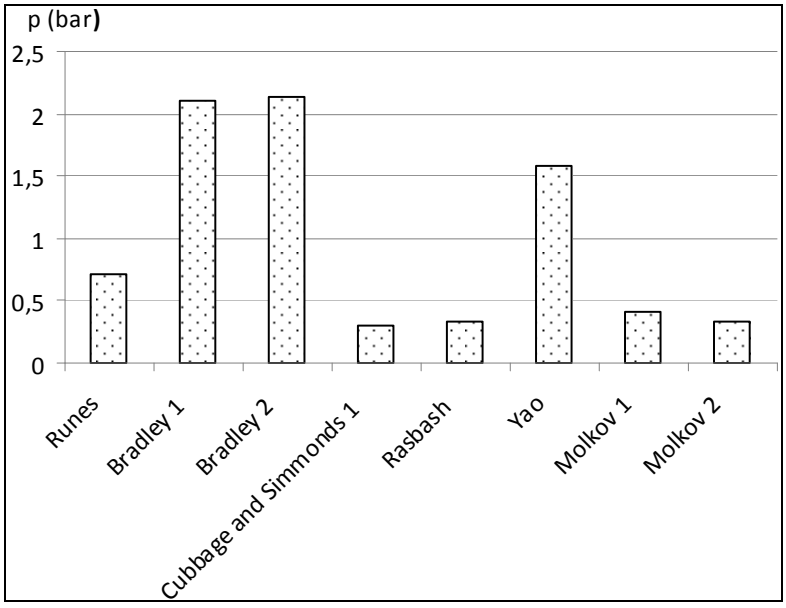


Fig.1: Values of calculated reduced pressures

Experiments were executed on testing equipment at atmospheric pressure of 0,995 bar and internal temperature of 12 °C. For each of the concentration of methane-air mixture in the range of explosion limits LEL (lower explosion limit) and UEL (upper explosion limit), four experiments were realized. At stoichiometric concentration of the mixture, average value of reduced explosion pressure was 1,046 bar. This value was compared to values calculated according to formulas mentioned above.

Value of relative deviation δ between calculated and measured reduced pressures was determined as follows:

$$\delta = 100 \cdot \frac{\left(p_{calc} - p_{exp}\right)}{p_{exp}} \tag{24}$$

Figure 2 illustrates values of relative deviations of calculated and measured reduced pressures.

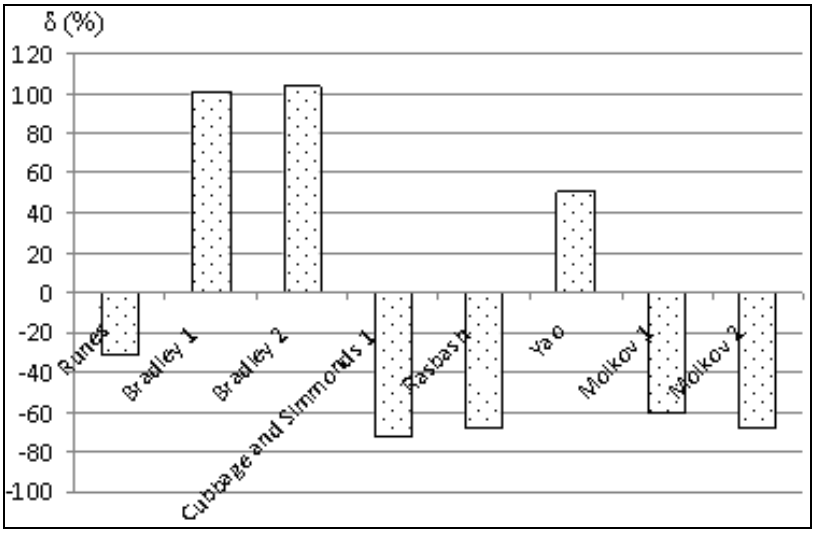


Fig.2: Values of relative deviations of calculated and measured reduced pressures

6 CONCLUSIONS

This contribution introduces calculation of reduced explosion pressure according to several methods and following comparison of calculated and experimentally found values. Result of comparison shows that calculation of reduced pressures according to the formulas is rather approximate. In the case of the second formula according to Bradley, deviation from experimentally measured value was almost 104 %. The most precise result was determined according to Runes. Calculated value differed from measured value by less than 32 %. Unfortunately, reduced pressure can not be calculated according to the formula presented in valid standard ČSN EN 1991-1-7. Parameters of testing equipment do not conform the limitation about ratio of Av/V in the range between 0,05 to 0,15 m^{-1}.

It should be pointed that results of formula used in this paper can differ significantly. Venting explosion pressure depends on many factors that's why it could not be uniquely determined which of the formulas is the most precise. It can only be assessed which formula is the most precise for concrete model, on the basis of used combustible mixture, volume and geometry of equipment and size, shape, way and conditions of venting.

ACKNOWLEDGEMENT

This work was supported by the project of the Ministry of the Interior of the Czech Republic No. VG2VS/036 – "Improvised sheltering, warning, and information of population in the buildings for gathering large numbers of persons".

REFERENCES

[1] BANGASH, M. Y. H. Shock, Impact and Explosions - Structural Analysis and Design. Springer-Verlag Berlin and Heidelberg GmbH & Co. KG, 2009. pp. 1410.

[2] BARTKNECHT, W. Explosions: course, prevention, protection. New York: Springer, 1981.

[3] BRADLEY, D., MITCHESON, A. The venting of gaseous explosions in spherical vessels, I - Theory. Combust Flame, 1978, Nr. 32, pp. 221-236.

[4] CUBBAGE, P. A., SIMMONDS, W. A. An investigation of explosion reliefs for industrial drying ovens – I Top reliefs in box ovens. Trans. Inst. Gas Eng., 1955.

[5] ČSN EN 1991-1-7: Action on structures – General actions – Accidental actions (in Czech). 2007, ČNI, Praha.

[6] MOLKOV, V.V. Explosion safety engineering: NFPA 68 and improved vent sizing technology. Proceedings of 8th International Conference on INTERFLAM'99, vol. 2, Edinburgh, 1999. pp.1129-34.

[7] MOLKOV, V.V, DOBASHI, R, SUZUKI, M, HIRANO, T. Venting of deflagrations: hydrocarbon-air and hydrogen-air systems. In proceedings of the Colloquiom on Gas, Vapor, Hybrid and Fuel-Air Explosions, The International Symposium on Hazards, Prevention and Mitigation of Industrial Explosion, Schaumburg. Ill. USA, September 1998. pp. 297-314.

[8] MYNARZ, M., ŠIMONÍK, Z. Assessment Methods for Explosion Load Parameters of Chosen Building Structure (in Czech). Ostrava, SPBI, 2010, pp. 215-217. ISBN: 978-80-7385-087-6.

[9] NFPA 68 Guide for Venting of Deflagrations. National Fire Protection Association, 1998, Quincy, MA, USA.

[10] RASBASH, D. The relief of gas and vapour explosions in domestic structures. 1969, Fire research note No. 759.

[11] RAZUS, D.M. KRAUSE, U. Comparison of empirical and semi-empirical calculation methods for venting of gas explosion.. Fire safety journal. 2001, vol. 36, issue 1, pp. 1-23. ISSN 0379-7112

[12] RUNESS, E. Explosion venting; Loss Prevention, 1972, Nr. 6, pp 63-67.

[13] SIMPSON, L.L. Equations for the VDI and Bartknecht Nomograms, 1986, Plant/Oper Prog 5, pp. 49-51.

[14] YAO. C. Explosion venting of low-strength equipment and structures, Loss Prevention, 1974, Nr. 8, pp. 1-9.

Rewievers:

Doc. Ing. Daniel Makovička, DrSc., Department of Mechanics, Klokners´Institute, Czech Technical University in Prague.

Ing. Eva Mračková, PhD., Faculty of Wood Sciences and Technology, Technical University in Zvolen.

Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské - Technické univerzity Ostrava
číslo 2, rok 2012, ročník XII, řada stavební
článek č. 7

Marie STARÁ[1], Radim ČAJKA[2], Pavlína MATEČKOVÁ[3], Vojtěch BUCHTA[4]

LABORATORNÍ MĚŘENÍ DEFORMACÍ OBOUSMĚRNĚ PŘEDPJATÉHO ZDIVA

LABORATORY MEASUREMENT OF DEFORMATIONS OF BIDIRECTIONALLY PRESTRESSED MASONRY

Abstrakt

Tento článek se věnuje laboratornímu měření deformací v místě lokálního namáhání zdiva od předpětí. Měření jsou prováděna na zděném rohu, který je vestavěn do laboratorního zařízení. Laboratorní zařízení bylo navrženo a vyrobeno na Stavební fakultě VŠB a je určené pro měření trojosé napjatosti zdiva. Ve zděném rohu jsou vloženy dvě předpínací tyče umístěné v různých výškách a upevněny do kotevních desek, které slouží pro přenos předpínacích sil do zdiva. Zdivo bylo předpínáno v obou směrech. Zděný roh je proveden v poměru ke skutečnosti 1:1.

Klíčová slova

Zdivo, předpětí, deformace, měření.

Abstract

This paper deals with laboratory measurements of deformations in the place exposed to local load caused by pre-stressing. The measurements are made at the masonry corner built in the laboratory equipment. The laboratory equipment was designed at Faculty of Civil Engineering VSB-TU Ostrava for measurement tri-axial stress-strain conditions in masonry. In this masonry corner two pre-stressing bars are placed. These bars are in different height and are anchored to the anchor plates, which transfer pre-stressing forces to the masonry. The masonry was pre-stressed in the both directions. The specimen for laboratory testing is performed in the proportion to the reality of 1:1.

Keywords

Masonry, pre-stressing, deformation, measurement.

1 ÚVOD

Sanace pomocí dodatečného předepnutí je podrobně prozkoumána u železobetonových konstrukcí, u zděných konstrukcí tomu tak není. Problematické je zejména stanovení pevnosti

[1] Ing. Marie Stará, Katedra konstrukcí, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava-Poruba, tel.: (+420) 597 321 375, e-mail: marie.stara@vsb.cz.

[2] 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.

[3] 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.

[4] Ing. Vojtěch Buchta, Katedra konstrukcí, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava-Poruba, tel.: (+420) 597 321 925, e-mail: vojtech.buchta@vsb.cz.

s ohledem na aktuální stav zdiva, na charakter a míru poškození. Náročnější je pak stanovení hodnot předpínacích sil [1;2].

V dostupné literatuře můžeme nalézt doporučené hodnoty poměru předpínací síly a pevnosti zdiva v tlaku kolmo a rovnoběžně s ložnou spárou na základě provedených experimentů. Dle německých výzkumů [3] je možné hodnotu předpínací síly volit o velikosti 0,10 až 0,15 pevnosti zdiva kolmo na ložné spáry. Toto rozmezí se určí pomocí grafu, kde pevnost zdiva závisí na procentu vyplnění svislých spár maltou. Kvalita vyplnění svislých spár maltou ve zdivu rozhoduje o celkové pevnosti zdiva. Čím méně kvalitně jsou spáry vyplněny, tím je pevnost zdiva nižší. Podle [4;5] se předpínací síla volí o velikosti zhruba 1/10 pevnosti zdiva v tlaku kolmo k ložným spárám. Podle [6] může pevnost zdiva v tlaku rovnoběžně s ložnými spárami nabývat 0,1 až 0,85 násobku pevnosti kolmé k ložným spárám. Dle výsledků práce [7] se hodnoty pohybují v rozmezí 0,1 až 0,25 pevnosti zdiva kolmo na ložné spáry. Toto rozmezí je závislé na dostatečných informacích o zdivu a především jeho kvalitním vyplněním svislých spár maltou. U zdiva s dobře vyplněnými spárami se uvažuje o hodnotě 0,7 až 0,8 s tím, že by tato hodnota neměla být překročena.

Podrobnější informace pro výpočet předpínacích sil nebo analýzu napjatosti v oblasti kotevních desek nejsou v současných technických normách uvedeny.

Předpínací síly v experimentálním měření deformací, popsaném v tomto článku, jsou voleny bezpečně s ohledem na kvalitu vyplnění spár maltou jako 10, 20 a 30 % pevnosti zdiva v tlaku kolmo na ložné spáry. Záměrem tohoto zkoušení není pouze samotné měření deformací, ale také sledování chování zdiva v místě lokálního namáhání od postupně zvyšujícího se předpětí.

Prováděné zkoušky simulují chování zesilovaného zdiva předpínacími lany v okamžiku vnášení předpětí a jde tedy o zkoušky krátkodobé.

2 POSTUP MĚŘENÍ

2.1 Průběh zdění a stanovení materiálových charakteristik

Laboratorní zařízení pro zkoušení trojosé napjatosti je ocelová konstrukce o rozměrech 900 x 900 x 1550 [8]. V něm je vestavěn zděný roh o výšce 850 mm (11 řad cihel). Tloušťka zdi je 440 mm.

Obr. 1: Laboratorní zařízení a umístění předpínacích tyčí ve zdivu

Použitými zdícími prvky jsou cihly CP 290x140x65, P15 a jako spojovací materiál byla použita cementová malta M5 (snadno dostupná malta pro zdění), namíchaná s pískem v poměru 1:1. Záměrem smíchání malty a písku, bylo získat maltu o nižší pevnosti, která by lépe korespondovala s kvalitou vápenné malty u stávajících sanovaných objektů, která dosahovala pevnosti 0 - 0,4 MPa.

Pro zkoušky pevnosti zdících prvků bylo vybráno 10 vzorků (celé cihly), které byly odzkoušeny dle normy [9]. Průměrná pevnost cihel v tlaku byla stanovena na hodnotu 12,87 MPa. Z této hodnoty je pak odvozená normalizovaná průměrná pevnost v tlaku zdícího prvku f_b = 9,9 MPa. V průběhu zdění bylo postupně odebráno 6 vzorků malty a byly odzkoušeny dle normy [10]. Vzorky byly po celou dobu zrání ve stejných klimatických podmínkách jako zděný roh. Průměrná pevnost malty v tlaku f_m = 0,653 MPa.

Testovaný zděný roh je uvažován jako část stávající konstrukce a proto při výpočtu charakteristické pevnosti zdiva v tlaku je postupováno podle normy [11] – Hodnocení existujících konstrukcí, která se odkazuje při stanovení pevnostních charakteristik na dříve platné normy, pro zdivo např. na již neplatnou přednormu [12]. Pro výpočet charakteristické pevnosti zdiva v tlaku kolmo na ložné spáry potom tedy platí:

$$f_k = K \cdot f_b^{0,65} \cdot f_m^{0,25} \tag{1}$$

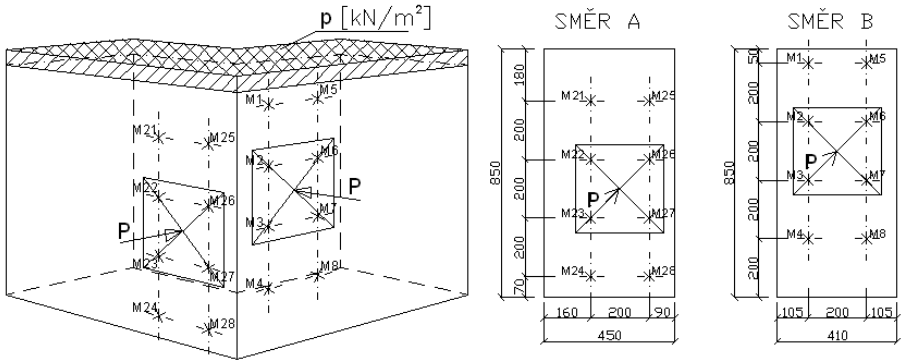
Konstanta K je závislá na druhu zdiva a skupině zdících prvků a dle [12] je rovna 0,4. Výsledná charakteristická pevnost zdiva v tlaku kolmo k ložným spárám je f_k = 1,59 MPa.

V průběhu zdění byly do zdiva vloženy dvě předpínací tyče v různých výškách viz obr.1. Každá předpínací tyč byla označena dle směru, ve kterém byla kladena (směr A a směr B). Ve směru A byla umístěna ve výšce 370 mm, ve směru B byla umístěna ve výšce 500 mm. Po konečném vyzdění celého zděného rohu byla horní část konstrukce vyrovnána vrstvou malty a na ni se osadila ocelová roznášecí deska o tloušťce 12 mm s navařenými ocelovými výztuhami pro zajištění rovnoměrného zatížení zdiva. Na předpínací tyče se osadily ocelové kotevní desky na vrstvu malty pro vyrovnání povrchu zdiva.

2.2 Zatížení testovaného vzorku

Po 28 dnech bylo zdivo připraveno na zatěžování a měření deformací. V první fázi se osadily příslušné zatěžovací zařízení. Svislé zatížení bylo vnášeno pomocí hydraulického válce, který se umístil mezi roznášecí deskou a I profilem přišroubovaným k laboratornímu zařízení. Vzorek byl zatížen svislým rovnoměrným zatížením 0,1 MPa.

Předpínací síla byla vnesena do předpínacích tyčí rovněž pomocí hydraulických válců přes kotevní desky o rozměrech 300 x 300 mm a tloušťce 10 mm. Hodnoty předpínacích sil jsou uvedeny v Tab.1. Měřené deformace byly zaznamenávány pomocí potenciometrických čidel upevněných k laboratornímu zařízení, označených dle připojení k měřící stanici. V každém směru bylo upevněno celkem osm čidel, ve směru A čidla s označením M21 až M28 a ve směru B čidla s označením M1 až M8. Rozmístění jednotlivých čidel v obou směrech je patrné na obr.2.



Obr. 2: Schéma rozmístění měřících čidel ve směru A a ve směru B

Předpínání probíhalo postupně. Vzorek se zatížil předpínací silou o velikosti 10 %, 20% a 30% z pevnosti zdiva v tlaku kolmo na ložné spáry, vždy nejprve ve směru A a poté ve směru B.

V Tab. 1 jsou uvedeny vstupní hodnoty zatížení zdiva. V prvním sloupci jsou uvedeny procentuální hodnoty, ve druhém jsou hodnoty napětí v kotevní oblasti, odvozené z charakteristické pevnosti zdiva v tlaku kolmém na ložné spáry, ve třetím sloupci jsou uvedeny velikosti předpínacích sil, vnášených do zdiva přes kotevní desku o velikosti 300 x 300 mm. Plocha kotevní desky a také plocha zdiva pod kotevní deskou, se uvažovala bez oslabení otvorem, který byl ponechán pro průchod předpínací tyče, jelikož rozměry otvoru jsou zanedbatelné.

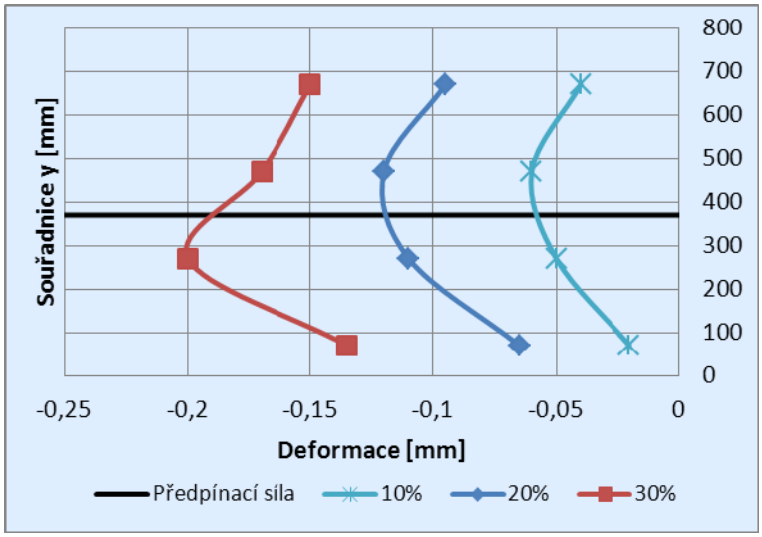
Tab. 1: Vstupní hodnoty pro kotevní desku o velikosti 300 x 300 mm, plocha desky $A = 0{,}09$ m^2

	Napětí [kPa]	Předpínací síla [kN]
10 %	159	14,3
20 %	318	28,62
30 %	477	42,93

3 VÝSLEDNÉ DEFORMACE

Průběhy výsledných deformací lze vidět v grafech na obr.3 a obr.4. Na x-ové souřadnici jsou uvedeny hodnoty deformací se záporným znaménkem od tlaku kotevní desky na zdivo. Výsledné deformace jsou získané zprůměrováním měření ve svislých řezech M21 ~ M24 a M25 ~ M28 ve směru A (obr.3) a M1 ~ M4 a M5 ~ M8 ve směru B (obr.4). Na svislé ose jsou uvedeny výškové souřadnice umístění jednotlivých čidel dle obr.2. Všechna čidla byla umístěna na cihlách popř. kotevních deskách, nikoliv však v maltové spáře. Vodorovná přímka v grafu označuje umístění předpínací síly. Ve směru A je výška umístění předpínací síly 370 mm a ve směru B je výška předpínací síly 500 mm.

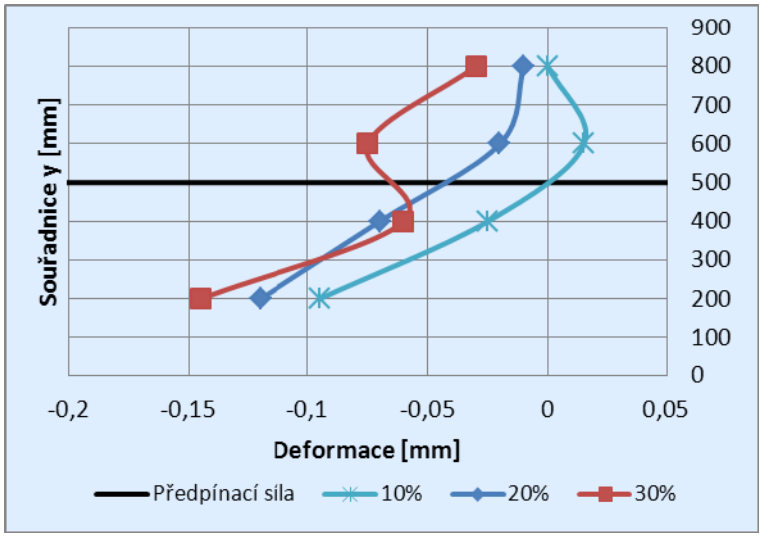
Jak je patrné z obr.3, tvar deformace zdiva ve směru A v místě předpínací tyče odpovídá výrazné koncentraci napětí přímo pod kotevní deskou, zatímco nad a pod úrovní kotevní desky jsou deformace menší. Průběhy deformací jsou přibližně ve stejných odstupech pro jednotlivé velikosti předpínacích sil.



Obr. 3: Průběhy deformací zdiva ve směru A

Zajímavější průběh deformací je ve směru B (obr.4). Výsledný průběh deformací je pravděpodobně ovlivněn již působící předpínací sílou ve směru A. Při zatížení předpínací silou o hodnotě 30 % pevnosti zdiva v tlaku kolmo na ložné spáry je patrné, že k deformacím zřejmě přispělo i větší stlačení vyrovnávací malty M5 (tl. 30 mm) pod roznášecí deskou, popř. nekvalitním provedením maltových svislých spár. Nadměrné deformace ve směru B v dolní části zdiva byly pravděpodobně důsledkem zatížení od předpínací síly ve směru A, protože přibližně ve stejné výškové úrovni je umístěna roznášecí deska, resp. její spodní část, která mohla způsobit posunutí vrstvy cihel.

Z výsledků je patrné, že by bylo vhodné provést stejné měření s postupným předpínáním v opačném pořadí, tj. nejprve směr B a poté směr A, aby došlo k ověření správnosti dosažených výsledků, k jejich kontrole a ověření hypotéz.



Obr. 4: Průběhy deformací zdiva ve směru B

4 ZÁVĚR

V článku je popsáno laboratorní měření deformací na předpjatém zděném rohu. V úvodu je pojednáno o určení velikosti předpínacích sil, které byly pro laboratorní měření zvoleny bezpečně s ohledem na kvalitu vyplnění spár maltou. Vzorek byl zatížen svislým zatížením a poté předpínací silou ve dvou směrech. Jsou vykresleny deformace zdiva pro různé velikosti předpínacích sil ve dvou směrech. V přípravě je měření zděného rohu s použitím větších předpínacích sil až do 50 % pevnosti zdiva v tlaku kolmo na ložné spáry. Připraveny jsou také vzorky pro stanovení modulu pružnosti cihel i matly, pro budoucí srovnání s numerickým modelováním v programu na principu MKP [13;14;15;16;17].

PODĚKOVÁNÍ

Tento příspěvek byl realizován za finanční podpory SGS grantu, interní číslo SP 2012/36.

LITERATURA

[1] ČAJKA, R. Strengthening of Historical Structures on Flooded and Undermined Territory. *International Geotechnical Engineering,Saint Petersburg.* 17-19. September 2003, Russian, ISBN 5-93093-204-2.

[2] ČAJKA, R. Lifetime Enhancement of Historical Structures on Flooded and Undermined Territory. *Integrated Lifetima Engineering of Buildings and Civil Infrastructures, and*

International Symposium ILCDES 2003. 1-3. December 2003, Kuopio, Finland, ISSN 0356-9403, ISBN 951-758-436-9.

[3] SCHUBERT, P.; HOFFMANN, G. Druckfestigkeit von Mauerwerk parallel zu den Lagerfugen. *Mauerwerk-Kalender 1994*, Ernst Sohn & Berlin 2004.

[4] BAŽANT, Z., KLUSÁČEK, L. *Statika při rekonstrukcích objektů.* VUT Brno, 2004.

[5] KLUSÁČEK, L.; BAŽANT, Z. Předpínání staveb ve vztahu k podloží. *Sborník příspěvků 13. mezinárodního semináře 2008*, Ostrava 2008. VŠB-TU Ostrava 2008, s. 21 – 26. ISBN 978-80-248-1715-6

[6] KOŠATKA, P.; LORENZ, K.; VAŠKOVÁ, J. *Zděné konstrukce 1.* ČVUT Praha, 2006

[7] ŠULÁK, P. Dlouhodobé sledování chování předpjaté konstrukce. *Sborník příspěvků 13. mezinárodního semináře 2008*, Ostrava 2008. VŠB-TU Ostrava 2008, s. 27 – 33. ISBN 978-80-248-1715-6

[8] MYNARZOVÁ, L. *Statická analýza konstrukcí zděných staveb.* Disertační práce 2009. VŠB-TU Ostrava 2009. ISBN 978-80-248-2064-4.

[9] ČSN EN 1052-1: Zkušební metody pro zdivo. Část 1: Stanovení pevnosti v tlaku. Český normalizační institut, 2000.

[10] 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, 2000.

[11] ČSN ISO 13822 Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí. Český normalizační institut, 2005

[12] ČSN P ENV 1996-1-1: Navrhování zděných konstrukcí. Část 1-1: Obecná pravidla pro pozemní stavby. Pravidla pro vyztužené a nevyztužené zděné konstrukce. Český normalizační institut, 1996.

[13] ČAJKA, R., KALOČOVÁ, L. Modeling and Analysis of Post–Tensioned Masonry. *The eleventh International Conference on Civil, Structural and Environmental Engineering Conputing.* 18-21. Septenber 2007, St. Julians, Malta 2007, ISBN 978-1-905088-17-1.

[14] ČAJKA, R., KALOČOVÁ, L. Progressive approach to the analysis of post-tensioned masonry structures using FEM. In EngOpt 2008 - *International Conference on Engineering Optimization.* Rio de Janeiro 1-5. Juni 2008. Ed. J. Herkovitz, A. Canelas, H. Cortes, M. Aroztequi, 2008. ISBN 978-85-7650-152-7.

[15] GIORDANO, A., MELE, E., DE LUCA, A. *Modelling of historical masonry structures: Comparison of different approaches through a case study.* Engineering Structures. July 2002, ISSN: 01410296, DOI: 10.1016/S0141-0296(02)00033-0

[16] MATERNA, A., BROŽOVSKÝ, J. Constitutive model for two-dimensional modeling of masonry. In *proceedings of the Eleventh International Conference on Civil, Structural and Envirinmental Engineering Computing 2007,* Malta 2007.

[17] ZUCCHINI, A., LOURENCO, P. B. *A micro-mechanical model for the homogenisation of masonry*. International Journal of Solids and Structures. Juni 2002, DOI: 10.1016/S0020-7683(02)00230-5

Oponentní posudek vypracoval:

Doc. Ing. Ladislav Klusáček, CSc., Ústav betonových a zděných konstrukcí, Fakulta stavební, VUT v Brně.

Ing. Vladimír Priechodský, PhD., Katedra betónových konštrukcií a mostov, Stavebná fakulta, STU v Bratislave.

Prof. Ing. Alena Kohoutková, CSc., Katedra betonových a zděných konstrukcí, Fakulta stavební, ČVUT v Praze.

Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské - Technické univerzity Ostrava
číslo 2, rok 2012, ročník XII, řada stavební
článek č. 8

Jana BOHÁČOVÁ[1], Stanislav STANĚK[2], Martin VAVRO[3]

MOŽNOSTI APLIKACE ALKALICKY AKTIVOVANÝCH SYSTÉMŮ VE STAVEBNICTVÍ

POSSIBLE APLICATIONS OF ALKALI ACTIVATED SYSTEMS IN CONSTRUCTION

Abstrakt

Příspěvek se zabývá možnostmi využití alkalicky aktivovaných systémů ve stavebnictví. Článek shrnuje výhody a nevýhody geopolymerů v porovnání s portlandskými cementy, rekapituluje výzkumy a praktické aplikace alkalicky aktivovaných systémů u nás i v zahraničí a nabízí přehled směrů, ve kterých se mohou tato alternativní anorganická pojiva v budoucnosti velmi dobře uplatnit.

Klíčová slova

Alkalicky aktivovaný systém, geopolymer, pojivo, stavební hmoty.

Abstract

This paper deals with the possibilities of use of alkali activated systems in construction. This article summarizes the advantages and disadvantages of geopolymer in comparison to Portland cement, summarizes research and practical applications of alkali activated materials in our country and abroad, and provides an overview of directions where these alternative inorganic binders can be in the future very well applied.

Keywords

Alkali-activated system, geopolymer, binder, building materials.

1 ÚVOD

Alkalicky aktivované materiály, někdy obecně zjednodušeně označované rovněž jako geopolymery, patří mezi alternativní skupinu anorganických pojiv. Geopolymery jsou složité kompozity, jejichž pojivovou složku tvoří aluminosilikáty v kombinaci s alkalickými aktivátory [1]. Velký zájem o výzkum a praktické užití geopolymerů ve stavebnictví lze zaregistrovat zejména v posledních 10 – 15 letech. Možnost zužitkovat při výrobě kompozitů na geopolymerní bázi odpadní materiály z různých průmyslových odvětví a také vynikající konečné vlastnosti vzniklých produktů totiž předurčují tuto skupinu pojiv jako vhodnou ekologickou alternativu portlandských cementů.

Předložený příspěvek rekapituluje rešeršní formou základní směry možného uplatnění alkalicky aktivovaných materiálů především v oblasti stavebnictví.

[1] Ing. Jana Boháčová, Katedra stavebních hmot a hornického stavitelství, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava-Poruba, tel.: (+420) 597 321 968, e-mail: jana.bohacova@vsb.cz.

[2] Ing. Stanislav Staněk, Katedra stavebních hmot a hornického stavitelství, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava-Poruba, tel.: (+420) 597 321 968, e-mail: stanislav.stanek.st@vsb.cz.

[3] Ing. Martin Vavro, Ph.D., Oddělení geomechaniky a báňského výzkumu, Ústav geoniky AV ČR, v.v.i., Studentská 1768/9, 708 00 Ostrava-Poruba, tel.: (+420) 728 963 397, e-mail: martin.vavro@ugn.cas.cz.

2 MATERIÁLY VHODNÉ PRO ALKALICKOU AKTIVACI

Pro přípravu alkalicky aktivovaných systémů jsou jako pojiva používány latentně hydraulické látky nebo pucolány. Tato pojiva svoji hydraulicitu projeví až po přidání vhodného aktivátoru a potřebného množství vody. Pojiva jsou přírodního nebo technogenního původu, nejčastěji jsou využívány vysokopecní strusky, popílky, metakaolíny a případně také přírodní pucolány [2].

Funkci aktivátoru plní hydroxidy, křemičitany nebo uhličitany alkalických kovů [1]. Konečná struktura, a z ní vyplývající vlastnosti jednotlivých alkalicky aktivovaných systémů se pak liší především v závislosti na použitých surovinách, poměru jednotlivých složek, druhu kameniva, způsobu přípravy a podmínkách uložení [1, 2, 3].

Rozmanitost výsledných produktů je ještě navýšena snahou připravit různá pojiva specifických vlastností, kdy jsou jako suroviny použity směsi mnoha materiálů. Výslednými produkty jsou pak materiály označované jako alkalicky aktivované cementy, anorganické polymerní betony, geocementy, hydrokeramika, či alkalicky vázaná keramika [2].

Všeobecně nejlepších výsledků pevnosti dosahují alkalicky aktivované systémy na bázi vysokopecní strusky [1]. Díky svému, v současnosti hojnému využití v cementářském průmyslu se však vysokopecní struska postupně stává nedostatkovou surovinou a sílí tak snaha se jejímu použití v alkalicky aktivovaných systémech vyhnout, nebo alespoň snížit její množství na nejnižší možnou úroveň při současném zachování požadovaných vlastností konečných produktů. Jemně mletá granulovaná vysokopecní struska je ve stavebnictví používána zejména jako vhodná náhrada portlandského cementu při výrobě cementového betonu nebo jako komponenta při výrobě směsných cementů. Výsledky experimentálního výzkumu zabývající se až 100 % -ní náhradou hmotnosti portlandského cementu jemně mletou vysokopecní struskou při výrobě cementového betonu jsou popsány v [4].

Alkalicky aktivované systémy na bázi metakaolínu dosahují celkově nízkých pevností, ovšem výsledné materiály jsou značně odolné vůči působení vnějších vlivů, zejména proti působení mrazu, agresivních látek a vysokých teplot [1].

Geopolymery připravené z popílků nemají tak vynikající odolnost, ve srovnání s metakaolínem ale dosahují obecně vyšších pevností [1]. Dle [1] jsou z hlediska relativního faktoru náročnosti, jenž zohledňuje ekonomické a ekologické vlivy jednotlivých materiálů, nejvíce vhodné popílky z hnědého a černého uhlí. Jsou vedlejším produktem ze spalování, pro jejich zapracování do alkalicky aktivovaných směsí již nejsou zpravidla potřebné žádné další úpravy. Oproti tomu nejméně vhodné jsou pro použití, dle zmíněné studie, metakaolíny. Důvodem je především nutnost jejich předchozího výpalu při teplotách kolem 750 – 850°C [1, 5].

3 ROZDÍLY MEZI ALKALICKY AKTIVOVANÝMI SYSTÉMY A CEMENTY

Zásadní rozdíly mezi průběhem hydratace alkalicky aktivovaných systémů a hydratací portlandského slínku se odrážejí také v rozdílných konečných užitných vlastnostech produktů.

Pokud při hydrataci portlandského cementu s vodou vnikají C-S-H gely a $Ca(OH)_2$, pak při alkalické aktivaci granulovaných vysokopecních strusek vznikají především C-S-H gely a v malé míře také zeolitické fáze. Oproti tomu materiály připravené na bázi metakaolínů a popílků obsahují především zeolitické fáze typu $(Na,K_n\{-(Si-O)_z-Al-O\}_n.wH_2O)$ [1, 3].

Základním rozdílem ve výsledku hydratačních procesů je tedy fakt, že alkalicky aktivované systémy neobsahují portlandit, který v hydratovaném portlandském cementu představuje nejslabší článek kompozitního systému. Díky variabilitě ve složení použitých surovin vzniká ve vytvořené geopolymerní směsi často několik různých typů výsledných produktů [2]. Na základě výzkumu závislosti množství a druhu hydratačních produktů na typu suroviny a na množství aktivátoru je zřejmé, že směrem od portlandského slínku, přes strusky, popílky k metakaolínu je nutné zvyšovat množství Na_2O v alkalickém aktivátoru, a místo uhličitanů používat hydroxidy a křemičitany [1].

Mezi výhody alkalicky aktivovaných materiálů oproti cementům patří zejména to, že mnohem méně zatěžují životní prostředí. Kromě skutečnosti, že při alkalické aktivaci nedochází

k produkci oxidu uhličitého, dalším významným pozitivem je pak fakt, že jako hlavní suroviny mohou být využívány velkoobjemové odpadní průmyslové materiály, například vysokopecní strusky nebo elektrárenské popílky. Použití vedlejších produktů šetří zásoby primárních nerostných surovin. Použitím alkalicky aktivovaných systémů tedy odpadá energeticky náročný výpal vápence, který je základní surovinou při výrobě portlandského slínku.

Nezanedbatelnou výhodou těchto systémů je možnost použití méně kvalitního, do běžných betonů nevhodného plniva, například kameniva s vysokým obsahem jemných částic, jako jsou výsivky z lomů. Výzkumem bylo ověřeno, že se v alkalicky aktivovaných systémech výborně uplatňují také různé odpady, například cihelný a betonový recyklát, či struskové kamenivo, u kterého bylo doloženo, že při smísení s alkáliemi a vodou reaguje povrch kameniva lépe než povrch křemenného písku, což příznivým způsobem ovlivňuje nárůst pevností [6].

U alkalicky aktivovaných systémů bylo prokázáno, že mají schopnost vázat do své struktury těžké kovy a radioaktivní odpad, aniž by došlo ke změně morfologie systému, nebo k výraznému ovlivnění procesu tuhnutí a tvrdnutí jako u tradičních cementů. Na základě výsledků vyluhovatelnosti těžkých kovů byly alkalicky aktivované materiály se zeolitickou strukturou shledány vhodnou matricí pro fixaci těžkých kovů [7].

Alkalicky aktivované systémy jsou oproti běžným cementům mimořádně odolné vůči působení agresivních látek z vnějšího prostředí, ať se již jedná o vodu mořskou nebo odpadní. Tato korozní odolnost je zapříčiněna hutnou mikrostrukturou, minimální pórovitostí a přítomností fází zeolitického charakteru, což v rámci praktické aplikace řadí geopolymery mezi materiály použitelné do kanalizačních systémů, vlnolamů a mostních pilířů [8].

Struskoalkalické betony dosahují přibližně o 15 % nižší hodnoty součinitele tepelné vodivosti než betony na bázi portlandského slínku. Díky nízké namrzavosti alkalické směsi je lze využít k betonování za nízkých teplot a to až do -30 ºC [9]. Byla také prokázána vysoká soudržnost alkalicky aktivovaných systémů s ocelí, což je zásadní ve vyztužených betonech [9]. Pro přípravu geopolymerů nejsou potřebná žádná speciální zařízení, současné prostředky používané při výrobě betonů jsou k jejich přípravě zcela postačující. Mezi další výhody alkalicky aktivovaných materiálů patří minimální smrštění, vodonepropustnost a žáruvzdornost [10]. Vývin hydratačního tepla je u geopolymerů o třetinu až o polovinu menší než u portlandského cementu [9], což umožňuje výrobu masivních stavebních prvků. Pozitivem jsou rovněž vysoké počáteční pevnosti, kdy se pevnosti v tlaku po 2-4 hodinách od počátku tuhnutí pohybují okolo 10 – 25 MPa.

Nevýhodou geopolymerů, v porovnání s portlandskými cementy, je používání žíravin při jejich výrobě, tento problém však může být řešen například použitím pevných metakřemičitanů, kdy se do směsi přidává pouze voda nutná pro zavlhnutí směsi a „nastartování“ hydratačních reakcí. Problémem je také vysoká cena aktivátorů (především draselného vodního skla, jehož cena je cca třikrát vyšší než u skla sodného), což však může být vyřešeno použitím průmyslových odpadů alkalického charakteru. Největší překážkou se tak při použití geopolymerů jeví jejich extrémně krátké doby tuhnutí a tvrdnutí. Tyto je možno částečně prodloužit použitím retardérů, nejvíce se prozatím osvědčily fosfáty a boritany u strusko-alkalických betonů a dále Rudal (roztok křemičitanu sodného s obsahem hlinitanu sodného) u geopolymerů vyrobených z popílku, strusky a metakaolínu [9].

4 HISTORIE A SOUČASNOST VÝZKUMU GEOPOLYMERŮ

První použití alkalicky aktivovaných systémů spadá s největší pravděpodobností již do starověku, polemizuje se zejména o jejich užití při stavbě pyramid v Egyptě a zikkuratů v Mezopotámii. V souvislosti s využíváním alkalicky aktivovaných systémů se spekuluje také o civilizacích ve Střední a Jižní Americe a o mnoho staletí později také v souvislosti se stavbami starověkého Říma. Na základě informací o vyspělosti tehdejších kultur, jejich ekonomické situaci, zeměpisné poloze a dle výsledků chemických analýz dochovaných staveb lze usuzovat, že tehdejší lidstvo dokázalo tyto materiály vyrobit [11].

Novodobé výzkumy byly zahájeny v první polovině 20. století. Jedním z prvních zaznamenaných užití alkalicky aktivovaných materiálů v průmyslu byla aplikace směsi na bázi

kaolínu a uhličitanu sodného při teplotě 150 °C v keramických závodech Olsen v roce 1934 [12]. Ve třicátých letech byl rovněž prováděn výzkum vhodnosti použití hydroxidu sodného a draselného v kombinaci s vysokopecní struskou jako možné přísady do portlandských cementů. V průběhu zkoumání uvedených systémů zjistil belgický vědec Purdon, že přidáním alkálií vznikají nová, rychle tvrdnoucí pojiva [13].

Alkalicky aktivované struskocementy nazývané „Trief cements“ byly vzhledem k vývinu menšího hydratačního tepla používány v 50. letech hlavně k výstavbě mohutných konstrukcí [14]. V roce 1953 byly geopolymery zkoumány i americkou armádou, kdy byla alkalická aktivace prováděna smísením 1,5 % NaCl a 1,5 % NaOH a 97 % mleté strusky [14].

V padesátých letech se výzkumem alkalicky aktivovaných strusek na Ukrajině zabýval profesor Gluchovskij, který se pak v průběhu 60. a 70. let významně podílel na identifikaci produktů solidifikace. V rámci výzkumu zjistil, že složky spolu reagují za vzniku zeolitů. Betony vytvořené na bázi alkalické aktivace strusky touto technologií označil názvem „gruntocementy“ a popsal je v knize „Gruntosilikáty“ vydané v roce 1959. V roce 1969 získal na přípravu těchto materiálů první patent [15]. V návaznosti na jeho výzkum byla postavena v 60. letech na Ukrajině první stavba, a to budova z prefabrikovaných bloků připravených dle jeho receptury. Po záměně jílů vysokopecní struskou byly tzv. struskoalkalické betony používány při stavbách kanalizací a dalších, prostředím značně namáhaných konstrukcí [12].

V 70. letech zkoumali vznik geopolymerů také francouzští vědci Besson, Caillere a Henin v roce 1969 byla výsledkem jejich práce syntéza různých kaolinitických látek v koncentrovaném roztoku hydroxidu sodného při teplotě 100 °C [15].

V roce 1972 tým vědců Davidovics a Latapie připravil směs pro výrobu voděodolných keramických obkladů, jež mohly být vyráběny při teplotách nižších než 450 °C, tedy nemusely být páleny [16]. V 70. letech tým Davidovits a Legrand rozvinuli technologie založené na geosyntéze. Joseph Davidovits, považující se za objevitele geopolymerizace, v roce 1978 použil pro alkalicky aktivované materiály na bázi kaolínu poprvé výraz geopolymer [16]. Ačkoli Davidovitsově definici geopolymeru vyhovuje pouze systém, v němž je jako pojivo použit jen a pouze čistý metakaolín, bývají tímto zjednodušeným názvem v současné době často označovány všechny alkalicky aktivované materiály, bez ohledu na použité suroviny.

V České republice se výzkumem alkalicky aktivovaných materiálů pro stavebnictví začal jako první zabývat již v 60.letech 20. století prof. Brandštetr na VUT v Brně [8, 9, 12].

Od první poloviny 70. let se výzkumem geopolymerů zabývá rovněž Ústav skla a keramiky Vysoké školy chemicko-technologické v Praze, později ve spolupráci s Fakultou stavební ČVUT v Praze [17, 18]. V roce 1979 byly společným týmem VŠCHT a ČVUT formulovány principy přípravy bezsádrovcového portlandského cementu, označovaného jako „BS cement“, který je připraven z portlandského cementu, případně strusky, alkalické soli a anioaktivního tenzidu. Takto vyrobený cement je rychle tvrdnoucí, přičemž je schopný tvrdnutí při teplotách až -30°C, je odolný vůči vysokým teplotám až do 1200°C, a nejvyšší naměřené pevnosti v tlaku dosahovaly hodnoty až 245 MPa. BS cement byl v roce 1989 zkušebně aplikován do průmyslově vyráběných stavebních hmot, z něj vyrobený beton dosahoval pevnosti 100 MPa [18]. V 90. letech se Ústav skla a keramiky na VŠCHT zabýval geopolymery na bázi metalurgických strusek a popílků. Konečné směsi obsahující směs popílku a strusky dosahovaly pevností v tlaku až okolo 170 MPa. V roce 2002 byl vytvořen geopolymerní bezcementový beton na bázi úletového popílku - POPbeton® [17]. Tento materiál dosahuje pevností v tlaku až 60 MPa, je odolný vůči působení solí (Na_2SO_4, NaCl, $MgSO_4$) a vysokých teplot. Hlavní výhodou tohoto betonu je však využití odpadních materiálů při jeho výrobě. V současné době je technologie POPbetonu® optimalizována a jsou zkoumány další materiálové vlastnosti tohoto betonu, například přilnavost k různým materiálům, vliv přísad a příměsí na vlastnosti betonu, trvanlivost betonu při různých způsobech namáhání nebo dilatační chování POPbetonu® při běžných ročních intervalech a při kritických teplotách [17].

Výzkumy na VŠCHT v Praze probíhající od roku 2003 se zabývají zvládnutím technologie přípravy kaší, malt a betonů z geopolymerů v závislosti na způsobu využití konečného výrobku.

Cílem výzkumu je také nalezení optimálního složení aktivátoru, stanovení mikromechanických vlastností pomocí nanointendance, podrobný popis mechanismů alkalické aktivace, dosažení požadovaných vlastností u jednotlivých typů směsí, fixace těžkých kovů v matrici polymeru, stanovení výluhů geopolymerů na bázi popílku, chemické odolnosti materiálu v silně kyselých a zásaditých prostředích, vazby geopolymeru na betonářskou výztuž [17].

Ústav průmyslové keramiky FMMI VŠB – TUO v oblasti alkalicky aktivovaných systémů dlouhodobě řeší problematiku použití strusek ze sekundární metalurgie, a to především strusek z pánvových pecí. Dlouhodobý výzkum se zabývá změnami vlastností geopolymerů v závislosti na proteplování a použitém aktivátoru. V současnosti je na fakultě řešena také možnost užití suchých aktivátorů, tedy pevného vodního skla [2, 3].

Ústav struktury a mechaniky hornin AVČR, v.v.i. v Praze se, pod vedením doc. Straky, věnuje možnostem využití geopolymerů při likvidaci radioaktivních a nebezpečných odpadů a k přípravě ohnivzdorných, zvukově i tepelně izolačních materiálů. V roce 2005 představila skupina pracovníků z Oddělení chemie geopolymerů materiál Benit, což je geopolymer na bázi popílku. Jeho výhodou je možnost použití nekvalitního, do betonu nepoužitelného kameniva a také možnost použití slané vody jako záměsové, bez negativního vlivu na výsledné pevnosti [19].

Výzkumný ústav anorganické chemie, a.s., Ústí nad Labem se zabýval výzkumem vlastností a způsobem přípravy dvousložkového geopolymerního pojiva, jehož pevnou složku tvoří metakaolín a jemně mletá vysokopecní granulovaná struska, a druhá, kapalná složka je připravena z vody a sodného alkalického aktivátoru [20]. Na tomto pracovišti rovněž byly, pod vedením Ing. Koutníka, vyrobeny materiály pro rekonstrukci historických památek, a to za využití kaolinitických jílů a jílovců, surovin hojně se vyskytujících na území České republiky [21, 22, 23].

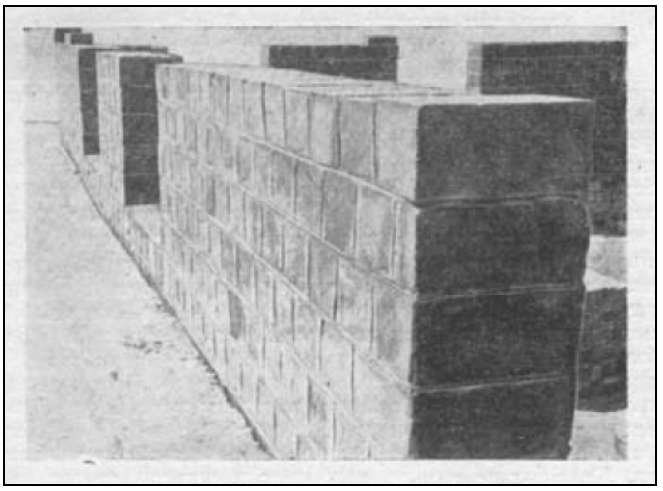
Od roku 2004 se v oblasti výzkumu geopolymerů angažuje také Česká rozvojová agentura, o.p.s. Jejím hlavním cílem je propagace technologií, podpora výzkumů a zavádění geopolymerů do stavební praxe [15].

Na Fakultě stavební VŠB-TU Ostrava probíhá výzkum geopolymerů od roku 2008. V rámci možného využití těchto systémů ve stavebnictví byly zkoumány alkalicky aktivované vysokopecní strusky s plnivem na bázi různých odpadů ze stavebnictví (cihelný a betonový recyklát) a z těžby (výsivky, odpadní písky z plavení kaolínu). V současnosti je výzkum zaměřen na přípravu tepelně-izolačních alkalicky aktivovaných stavebních materiálů, lisovaných geopolymerních směsí, na vývoj injektážních směsí a ochranných geopolymerních vrstev [24, 25, 26].

Obr.1: Detail kopie kamenné plastiky, vytvořené dusáním geopolymerní směsi na bázi vysokopecní strusky, metakaolínu a odpadního písku z úpravy kaolínu [24]

5 HISTORIE APLIKACE GEOPOLYMERŮ

První praktické užití geopolymerů ve stavebnictví je známo z 60. let 20. století. Na Ukrajině byla postavena stavba z gruntosilikátových bloků vyrobených podle receptury profesora Gluchovského (Obr. 2 [1]).



Obr. 2: Stavba z gruntosilikátových bloků [1]

Od 60. let byly stavěny ze struskoalkalických betonů kanalizační systémy, komunikace a vlnolamy v Rusku, Polsku, Finsku, USA, Kanadě, u nás a později také ve Španělsku, v Německu a jiných státech [12].

Dalšími stavebními výrobky byly žáruvzdorné dřevoštěpkové desky z roku 1972 navržené Legrandem, které byly tvořené dřevěným jádrem obaleným geopolymerní hmotou. Jejich tovární výroba však vzhledem ke změně tehdejší stavební politiky zahájena nebyla [15]. V letech 1977 - 1982 vznikaly L.T.G.S. technologie. Jednalo se o postup, při němž bylo u keramické pasty obsahující kaolinit dosaženo v zásaditém prostředí vysokých pevností a odolnosti vůči působení vody [15].

V letech 1979 - 1995 byly ve Francii rozvíjeny technologie výroby geopolymerního pojiva. Příkladem mohou být napěněné geopolymerní hmoty, či tekutá pojiva [16].

V roce 1983 byl v USA vyvinut vysokopevnostní geopolymerní cement PYRAMENT^{TM}. Byl vyroben z portlandského cementu, popílku, metakaolínu, mleté strusky a uhličitanu draselného. Tento cement byl použit při opravách letištních ploch. Vykazoval vysoké počáteční pevnosti, okolo 20 MPa již po 4 hodinách zrání, po 28 dnech byly naměřeny pevnosti v rozmezí 70 – 100 MPa [15].

V roce 1989 byl v ruském městě Lipeck postaven dvacetiposchoďový dům ze struskoalkalického betonu bez použití portlandského cementu [27].

6 SOUČASNÉ UPLATNĚNÍ GEOPOLYMERŮ V ČR

V současné době jsou na území České republiky vyráběny geopolymery nebo suroviny určené přímo pro jejich výrobu.

Příkladem praktické aplikace alkalicky aktivovaných systémů je geopolymerní pojivo Baucis produkované Českými lupkovými závody a. s., surovina na bázi kaolinitu. Baucis se vyrábí kontrolovaným tepelným zpracováním kaolínů a lupků. Po smíchání pojiva s vodou a alkalicky rozpustnými křemičitany vznikne materiál chemicky i strukturně srovnatelný s přírodní horninou. Teplota výpalu tohoto cementu je 750°C. Materiál vyniká velmi rychlým tvrdnutím, 40 - 50 % konečné pevnosti je dosaženo po 1 dni zrání a 90 % pevnosti je dosaženo během 7 - 14 dnů zrání. Pojivo je vhodné do žáruvzdorných výrobků, přičemž může být vystaven teplotám až 1200°C [28].

Dalším příkladem využitím geopolymerních systémů v praxi je pojivo GEOPOL®. Tato technologie společnosti SAND TEAM spol. s r.o. je určena pro výrobu forem a jader určených pro odlévání železných a neželezných kovů (Obr. 3). Výhodou použité technologie je možnost recyklace použitých materiálů, minimální mechanický otěr, dobrá zpracovatelnost a vysoká pojivová schopnost při velmi nízkém dávkování pojiva [29]. Společnost nachází uplatnění odlévaných forem na bázi geopolymerů především v USA, kde sílí tlaky na ochranu životního prostředí [30].

Obr. 3: Část formy pro výrobu bronzových odlitků [30]

Za podpory České rozvojové agentury jsou v malosériových linkách vyráběny různé prototypy geopolymerních výrobků, imitujících nejrůznější materiály, například cihly (Obr. 4), kámen a dokonce i dřevo (Obr. 5 a 6.) a kovy (Obr. 7) [15].

Obr. 4: Prototyp geopolymerní imitace cihly [15]

Obr. 5: Prototyp geopolymerní imitace dřeva [15]

Obr. 6: Prototypy geopolymerní imitace dřeva – barevná škála [15]

Obr. 7: Prototyp geopolymerní imitace mosazi [15]

7 PERSPEKTIVA

Na základě výše uvedených faktů lze konstatovat, že ačkoli geopolymery mají v novodobých dějinách ani ne stoletou historii a v současnosti jsou stále relativně málo známé, znamenají v mnoha ohledech budoucnost stavebnictví a dalších průmyslových odvětví.

Jejich širšímu uplatnění zatím brání neexistence norem pro jejich zkoušení, používání tekutých žíravin při jejich výrobě a také konzervativní smýšlení stavebníků, kteří se brání použití netradičních pojivových systémů. Vzhledem k požadavkům na udržitelný rozvoj a zachování surovinových zdrojů však můžeme v relativně krátkém období očekávat rozmach i na trhu s výrobky na bázi alkalicky aktivovaných systémů.

8 ZÁVĚR

Cílem příspěvku bylo shrnout historické i současné vědecké výsledky a praktické aplikace na poli alkalicky aktivovaných systémů.

Alkalicky aktivované materiály tvoří rozsáhlou skupinu anorganických pojiv s rozdílnými vlastnostmi v závislosti na vstupních surovinách. Rozšíření využití geopolymerů je žádané, neboť při jejich výrobě mohou být používány materiály odpadního charakteru a nestandardní kamenivo.

Pevnost, trvanlivost a odolnost těchto materiálů byly již ověřeny mnoha výzkumy a znamenají jednoznačný podnět k rozšíření alkalicky aktivovaných systémů do stavební praxe v mnohem větší míře, než je tomu doposud.

PODĚKOVÁNÍ

Příspěvek byl realizován za finančního přispění MŠMT, podporou specifického vysokoškolského výzkumu - Studentské grantové soutěže VŠB - TU Ostrava pod identifikačním číslem SP2012/14.

LITERATURA

[1] ŠKVÁRA, F. *Alkalicky aktivované materiály - geopolymery*. Praha, 2007. ISBN 978-80-7080-004-1. Dostupné z: http://www.vscht.cz. VŠCHT v Praze, Ústav skla a keramiky.

[2] VLČEK, J. *Materiálové využití strusek z metalurgie železa a oceli metodou alkalické aktivace*. Ostrava, 2008. Habilitační práce. VŠB-TUO, FMMI.

[3] TOMKOVÁ, V. VŠB - TUO, FMMI. *Vliv fázového složení a mikrostruktury na funkční vlastnosti geopolymerních systémů z technogenních pucolánů*. Ostrava, 2008.

[4] LEMBÁK, M., VÁCLAVÍK, V.: Příprava a některé fyzikálně mechanické vlastnosti betonu na bázi jemně mleté vysokopecní strusky. In *Partikulárne látky vo vede, priemysle a životnom prostredí*. Košice: TU Košice. 2003, vol. 4, 3-11. ISBN 80-8073-058-X.

[5] ŠKVÁRA, F. *Concrete based on fly ash geopolymers*. Praha, 2007. VŠCHT Praha, Ústav skla a keramiky.

[6] BRANDŠTETR, J. Struskoalkalické betony. *Stavivo*. 1984, č. 3, s. 110-114.

[7] MINAŘÍKOVÁ, M. *Fixace těžkých kovů v matrici geopolymeru*. Praha, 2004. Dostupné z: http://www.fce.vutbr.cz/veda/. Disertační práce. VŠCHT v Praze.

[8] BRANDŠTETR, J. a P.V. KRIVENKO. Alkalické cementy a betony. *SILIKA*. 1999, 26 – 28.

[9] BRANDŠTETR, J., O. MELUZÍN, J. KOHUT a Š. ZAVŘEL. Příprava a některé vlastnosti struskoalkalických betonů. *Stavivo*. 1986, s. 182-188.

[10] WANG, S.D., X.C. PU, K.L. SCRIVENER a P.L. PRATT. Alkali-Acivated Slag Cement and Concrete: A Rewiew of Properties and Problems. *Advances in Cement Research*. 1995, č. 7, s. 93-102.

[11] DAVIDOVITS, J. *Nové dějiny pyramid*. Olomouc: Fontána, 2006. ISBN 80-7336-341-0.

[12] BRANDŠTETR, J:, KOLOUŠEK, D., VOREL, J., OPRAVIL, T., BAYER, P.: Geopolymery, geopolymerní cementy a betony. *SILIKA*. 2005, 7-8, 208 - 211.

[13] DAVIDOVITS, J. *Geopolymer*: *chemistry*. 2nd ed. Saint-Quentin: Institute Géopolymre, 2008, 587 s. ISBN 29-514-8201-9.

[14] DAVIDOVITS, J. Geopolymers, Inorganic polymeric new materials. *Journal of Thermal Analysis*. 1991, č. 37, 1633 - 1656.

[15] *Www.claypolymers.com* [online]. 2012 [cit. 2012-09-3]. Dostupné z: www.claypolymers.com

[16] ČESKÁ ROZVOJOVÁ AGENTURA, O.P.S. *Současný stav výzkumu v oblasti geopolymerů*. 2005, 285 s.

[17] *Http://www.geopolymery.eu/* [online]. 2012 [cit. 2012-09-03]. Dostupné z: http://www.geopolymery.eu/

[18] *Http://www.geopolymers.net/* [online]. 2012 [cit. 2012-09-03]. Dostupné z: http://www.geopolymers.net/

[19] *Http://irsm.cas.cz* [online]. 2012 [cit. 2012-09-03]. Dostupné z: http://www.irsm.cas.cz/

[20] *Http://www.lidovky.cz/tiskni.asp?r=ln_veda&c=A051105_153418_ln_veda_hrn [online]. 2012 [cit. 2012-09-03]. Dostupné z: www.lidovky.cz*

[21] *Http://www.vuanch.cz/cz/* [online]. 2012 [cit. 2012-09-03]. Dostupné z: http://www.vuanch.cz/cz/

[22] *Http://umc.ujep.cz/* [online]. 2012 [cit. 2012-09-03]. Dostupné z: http://umc.ujep.cz/

[23] DĚDEČKOVÁ, I.: Možnost využití alkalicky aktivovaných materiálů jako umělého kamene. *Kámen*. 2012 č. 18, 60 – 63.

[24] KOUTNÍK, P., BORTNOVSKY, O., ANTOŠ, P., ROUBÍČEK, P.: Geopolymerní pojiva a jejich využití při výrobě umělých pískovců. In *Sbor. Sanace a rekonstrukce staveb 2010*. Praha: WTA CZ a Kloknerův ústav ČVUT. 2010, 130 - 135. ISBN 978-80-02-02273-2.

[25] VAVRO, M., BUJDOŠ, D., PTICEN, F., VLČEK, J.,: Umělé pískovce na bázi geopolymerů. In *Sbor. Sanace a rekonstrukce staveb 2009*. Praha: WTA CZ a Kloknerův ústav ČVUT. 2009, 71 – 77. ISBN 978-80-02-02190-2.

[26] BOHÁČOVÁ, J., VAVRO, M., STANĚK, S.: Vývoj a výzkum vlastností tepelně izolačních alkalicky aktivovaných systémů. In *Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské – Technické univerzity Ostrava*. 2011, vol. 2, 65 – 74. ISSN 1213-1962

[27] VAVRO, M., BOHÁČOVÁ, J., BUJDOŠ, D., TOMKOVÁ, J., VLČEK, J.: Alkalicky aktivované materiály jako primární ochrana povrchu betonových výrobků. In *Sbor. CONSTRUMAT 2011*. Košice: TU Košice. 2011, 244 – 248. ISBN 978-80-553-0685-8.

[28] BRANDŠTETR, J. a J. HAVLICA. Zeolity v maltách a betonech. *Materiály pro stavbu*. 2000, č. 6, s. 48-50. ISSN 1211-0787.

[29] *Http://www.cluz.cz/* [online]. 2012 [cit. 2012-09-03]. Dostupné z: http://www.cluz.cz/

[30] *Http://www.sandteam.cz/* [online]. 2012 [cit. 2012-09-03]. Dostupné z: http://www.sandteam.cz/

[31] *Http://www.rgu.cz/download/holecek2009/14_prednaska.pdf* [online]. 2012 [cit. 2012-09-03]. Dostupné z: http://www.rgu.cz

Oponentní posudek vypracoval:

RNDr. Eva Terpáková, PhD., Katedra materiálového inžinierstva, Stavebná fakulta, TU v Košiciach.

Doc. Ing. Milena Pavlíková, Ph.D., Katedra materiálového inženýrství a chemie, Stavební fakulta, ČVUT v Praze.

Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské - Technické univerzity Ostrava
číslo 2, rok 2012, ročník XII, řada stavební
článek č. 9

Jiří ŠČUČKA[1], Eva HRUBEŠOVÁ[2], Petr MARTINEC[3], Tomáš PETŘÍK[4]

PÍSEK INJEKTOVANÝ POLYURETANEM - ANALÝZA NAPĚŤO-DEFORMAČNÍHO STAVU GEOKOMPOZITNÍHO MATERIÁLU S ANOMÁLNÍ STRUKTUROU

POLYURETHANE-GROUTED SAND - ANALYSIS OF STRESS-STRAIN STATE OF GEOCOMPOSITE MATERIAL WITH ANOMALOUS STRUCTURE

Abstrakt

Při tlakové injektáži napěňující polyuretanové pryskyřice do prostředí písčitých nebo písčito-štěrkovitých zemin může docházet ke vzniku materiálu s plastickou konzistencí v blízkém okolí injektážní trubky. V příspěvku je tato nežádoucí strukturní anomálie popsána na příkladu geokompozitního tělesa vzniklého při realizaci konkrétního geotechnického projektu a je provedena modelová analýza napěťo-deformačního stavu takto ovlivněného materiálu.

Klíčová slova

Polyuretan, písek, injektáž, plastická konzistence, strukturní anomálie, napěťo-deformační stav.

Abstract

Material of plastic consistency can be created around the grouting pipe when a foaming polyurethane resin is grouted into sands or sandy gravels. This undesirable structural anomaly is described in the paper on an example of geocomposite material formed during realization of particular geotechnical project. Model analysis of stress-strain state of material affected in this way is also provided.

Keywords

Polyurethane, sand, grouting, plastic consistency, structural anomaly, stress-strain state.

1 ÚVOD

Tvar, struktura a vlastnosti geokompozitních těles, vznikajících tlakovou injektáží chemických hmot do písčitých nebo písčito-štěrkovitých zemin, jsou ovlivněny řadou faktorů [1,2,3]. Primární vliv mají vlastnosti nezpolymerovaného injektážního média (především jeho viskozita v závislosti na

[1] Doc. Ing. Jiří Ščučka, Ph.D., Katedra stavebních hmot a hornického stavitelství, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava-Poruba, tel.: (+420) 596 979 334, e-mail: jiri.scucka@vsb.cz.

[2] Doc. RNDr. Eva Hrubešová, 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] Prof. Ing. Petr Martinec, CSc., Oddělení laboratorního výzkumu geomateriálů, Ústav geoniky AV ČR, v.v.i. Institut čistých technologií těžby a užití energetických surovin, Ostrava, Studentská 1768, 708 00 Ostrava-Poruba, tel.: (+420) 596 979 331, e-mail: petr.martinec@ugn.cas.cz.

[4] 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.

teplotě a reologii tuhnutí), parametry injektáže (injektážní tlak, rychlost a doba vtláčení, množství pojiva a kvalita směšování vstupních komponent) a vlastnosti injektovaného zeminového prostředí (složení zemin, tvar a velikost částic, mezerovitost, vrstevnatost, propustnost, vlhkost, proudění vody, teplota prostředí a další).

Vlivem charakteru zeminového prostředí na morfologii vznikajících injektážních těles se zabýval např. Karol [3], který na základě laboratorních experimentů popsal základní formy injektážních těles vznikajících chemickou injektáží homogenního a vrstevnatého zeminového prostředí s různou propustností. Karol [3] se zabýval také vlivem vlhkosti a proudění podzemní vody na morfologii těles vznikajících použitím různých typů chemických injektážních hmot. Aldorf a Vymazal [4] popsali zonální heterogenitu stavby těles, vzniklých PUR injektáží v málo propustných píscích, Ščučka [5] vypracoval metodiku pro vizualizaci a kvantifikaci stavby injektovaných písků a popsal změny charakteru pórů a stupně napěnění PUR pojiva v kompozitu v závislosti na vzdálenosti od injektážní trubky.

Při injektáži pěnící polyuretanové pryskyřice do písčitého prostředí může docházet k významné strukturní anomálii ve vzniklém kompozitním tělese, která se projevuje plastickou konzistencí materiálu v blízkém okolí injektážní trubky (obecně v okolí vstupu injektážního média do zeminového masivu). Tento jev je údajně v geotechnické praxi znám; v odborné literatuře však dosud nebyl publikován a nebyly vysvětleny příčiny jeho vzniku.

V tomto příspěvku je zmíněný jev popsán na příkladu geokompozitního tělesa získaného při realizaci konkrétního geotechnického projektu a je provedena modelová analýza napěťo-deformačního stavu takto ovlivněného materiálu v podmínkách in situ.

2 MATERIÁL INJEKTOVANÉHO TĚLESA

Byla provedena analýza monolitického geokompozitního tělesa elipsoidního tvaru o celkové délce 74 cm a maximální šířce 32 cm (obr. 1a). Těleso kompozitu vzniklo tlakovou injektáží dvousložkové polyuretanové pryskyřice do písků a břidlicových písčitých brekcií při ražbě kolektoru pro inženýrské sítě. V části raženého díla byla bezpečnost ražby zajištěna vytvořením ochranného deštníku nad budoucím výrubem pomocí tlakové chemické injektáže přes zarážené perforované ocelové trubky. Těleso kompozitu pro analýzu bylo vyjmuto z masivu bez poškození i s částí ocelové injektážní trubky, procházející tělesem v celé jeho délce. Hmotnost tělesa včetně injektážní trubky byla 60 kg.

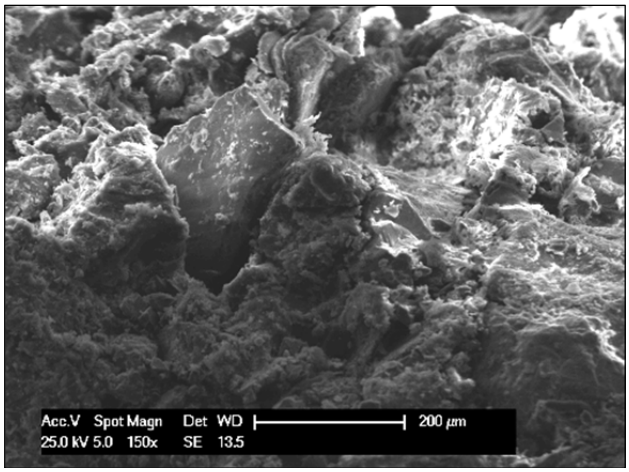
Kompozitní materiál tělesa byl podrobně analyzován, klasifikován a kvantifikován z hlediska strukturně-texturních parametrů a byl podroben laboratorním zkouškám pevnostních a přetvárných vlastností [5]. Významným zjištěním je především anomálie v konzistenci materiálu v blízkém okolí injektážní trubky. V okrajových partiích tělesa převládá tuhý materiál s voštinovou texturou typu I. [6], kdy částice zeminy jsou hojně obklopeny pojivem, které je k povrchu částic dobře přilnuto (obr. 2a). Pevnost v prostém tlaku kompozitu dosahuje v průměru 22 MPa (min. 14 MPa, max. 28,4 MPa). V okolí injektážní trubky však materiál vykazuje kombinaci pórové textury a povlakové struktury [6], kdy malé množství nezpěněné pojivové hmoty tvoří povlaky kolem zeminových zrn (obr. 2b). Materiál má v těchto partiích měkkou, tvárlivou konzistenci a pevnost v tlaku dosahuje v průměru pouze 3 MPa (min. 1,5 MPa, max. 3,6 MPa). Ovlivněná oblast je makroskopicky patrná z příčného řezu geokompozitním tělesem na obr. 1b.

Autoři předpokládali, že měkká konzistence materiálu je způsobena nedostatečnou polymerací polyuretanového pojiva, buď z důvodu nekvalitního promísení vstupních složek injektážní hmoty, nebo vlivem tlakových podmínek během injektáže. Vzorky materiálu byly proto analyzovány metodami FTIR spektroskopie a termické analýzy a detailní struktura materiálu byla zobrazena skenovací elektronovou mikroskopií (SEM). Srovnání získaných infračervených spekter s referenčními spektry polyuretanu však prokázalo, že pojivo v kompozitu je shodně polymerované. Mikroskopická analýza následně ukázala, že plastická konzistence je způsobena samotným specifickým strukturně-texturním charakterem materiálu v postižených partiích tělesa.

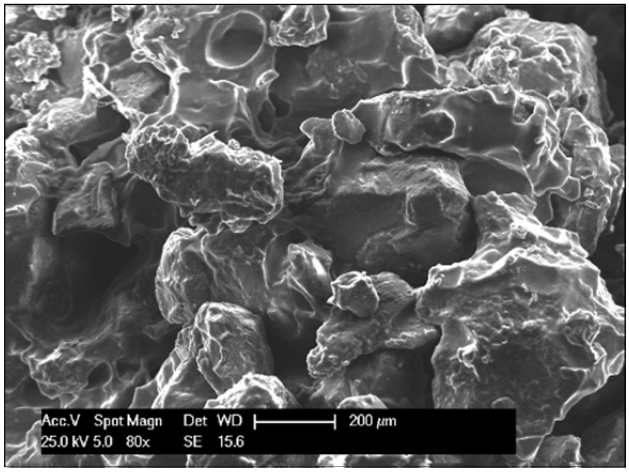
a)

b)

Obr. 1: Analyzované geokompozitní těleso: a) těleso odkopané z masivu po provedení tlakové injektáže, b) příčný řez tělesem s vyznačenou makroskopicky patrnou anomální oblastí (tmavší, hnědě zbarvené partie) v okolí injektážní trubky



a)



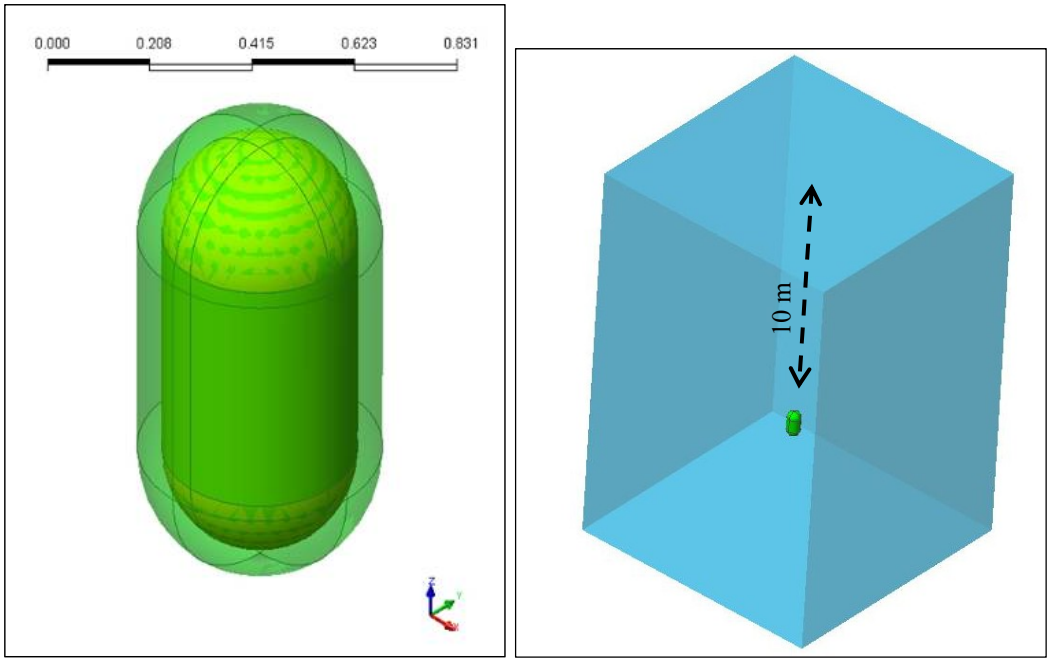
b)

Obr. 2: Mikroskopická stavba geokompozitu: a) voštinová textura tuhého materiálu v okrajových partiích tělesa s částicemi písku hojně obklopenými pojivem, které je k povrchu částic dobře přilnuto, b) anomální stavba materiálu v okolí injektážní trubky s pórovou texturou, povlakovou strukturou a měkkou tvárlivou konzistencí

3 ANALÝZA NAPĚŤO-DEFORMAČNÍHO STAVU INJEKTOVANÉHO TĚLESA

Pro posouzení rozdílů mezi anomálním geokompozitním tělesem s plastickým jádrem a "zdravým" geokompozitem s homogenní stavbou, byla provedena analýza napěťo-deformačního stavu injektovaného tělesa. Bylo použito softwaru MIDAS GTS, založeného na metodě konečných prvků. Bylo uvažováno oválné těleso o poloměru 25 cm a délce 1 m, uložené v hloubce 10 m. Modelově bylo analyzováno jednak referenční homogenní těleso tvořené tuhým, pevným, soudržným geokompozitem (geokompozit A) a jednak nehomogenní těleso, jehož vnitřní jádro je tvořeno měkkým kompozitem s tvárlivou konzistencí (geokompozit B) a vnější obal tloušťky 5 cm je pak tvořen geokompozitem A (obr. 3a). Uložení injektovaných těles bylo uvažováno v hloubce 10 m v pískovém masívu, a to rovněž variantně – horizontálně a vertikálně. Obr. 3b ukazuje základní geometrické schéma modelu při vertikálním uložení tělesa v modelovém kvádru výšky 15 m s podstavou 10 × 14 m.

V prostředí programového systému Midas GTS byl vytvořen model z 14760 čtyřstěnových prostorových konečných prvků. Byl uvažován Mohr-Coulombův konstitutivní model. Vstupní charakteristiky materiálů v modelu jsou uvedeny v tabulce 1. Střední hodnoty pevnosti v tlaku a modulu přetvárnosti byly stanoveny experimentálně v laboratorním mechanickém lisu na krychlových a válcových zkušebních tělesech, připravených z kompozitu řezáním a jádrovým vrtáním. Poissonovo číslo bylo stanoveno odborným odhadem. Pro účely modelování byly odvozeny hodnoty pevnosti v tahu jako 1/10 tlakové pevnosti a následně určeny charakteristiky Mohrovy obalové čáry.



a) b)

Obr. 3: Vertikálně uložené modelové nehomogenní injektované těleso (a) a základní geometrické schéma modelu při vertikálním uložení tělesa (b)

Tab. 1: Vstupní charakteristiky materiálů v modelu

	Objemová tíha [kN/m^3]	Modul přetvárnosti [MPa]	Poissonovo číslo [-]	Pevnost v tlaku [MPa]	Soudržnost [kPa]	Úhel vnitřního tření [°]
geokompozit A (homogenní, pevný)	17,54	1500	0,4	22	3478	55
geokompozit B (heterogenní s tvárlivým jádrem)	18,87	300	0,3	3	476	55
písek	20	50	0,28	-	0,1	37

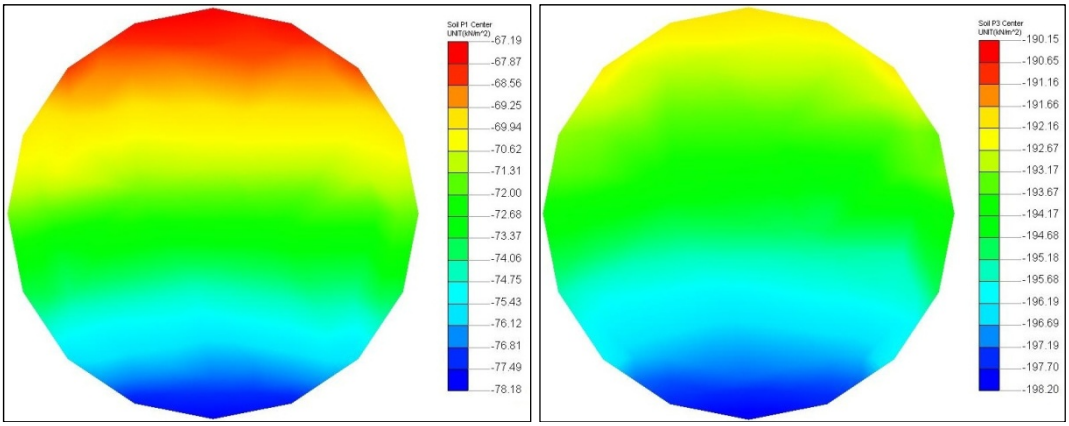
Modelový výpočet zahrnoval stanovení primárního napěťového stavu a následné zabudování injektovaného tělesa (variantně v poloze horizontální resp. vertikální). Modelově byly vyhodnoceny celkové posuny a hlavní napětí P1 a P3 v injektovaném tělese a bylo provedeno grafické porovnání výsledků jednotlivých geometrických i materiálových variant.

4 VÝSLEDKY A DISKUZE

Grafické výsledky modelování jsou uvedeny na obr. 4 až 7. Rozdíly v redistribuci hlavních napětí a celkových posunů mezi tělesem s homogenním rozložením polyuretanového pojiva a nehomogenním tělesem při obou variantách uložení (horizontální a vertikální) ukazují grafy na obr. 8 a 9. Poměr maximálních hodnot hlavních napětí P1 a P3 ve vnější vrstvě (plášti) a vnitřní vrstvě (jádru) tělesa z nehomogenního geokompozitu přináší tab. 2.

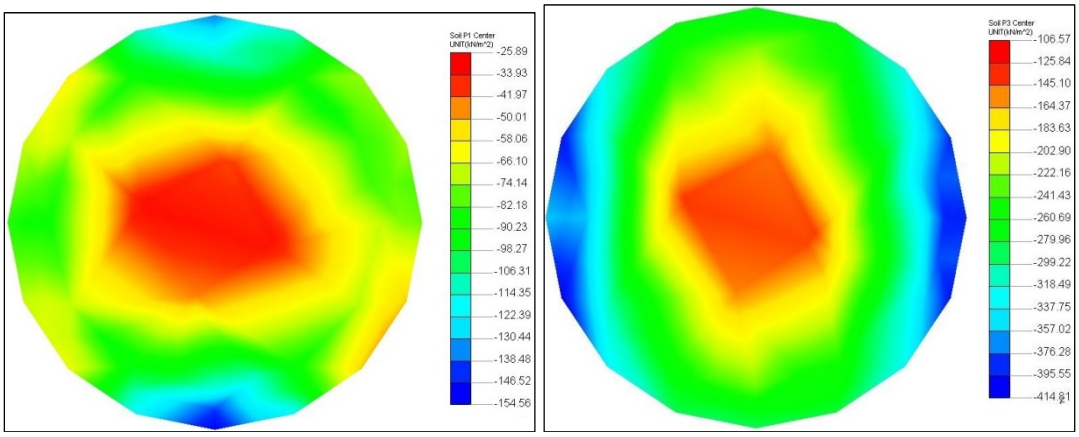
Tab. 2: Poměr maximálních hodnot hlavních napětí P1 a P3 ve vnější vrstvě (plášti) a vnitřní vrstvě (jádru) tělesa nehomogenního geokompozitu s materiálovými charakteristikami dle tab. 1

Napětí	Orientace injektovaného tělesa	Poměr mezi hodnotami ve vnější vrstvě (plášti) a vnitřní vrstvě (jádru) tělesa
max. hlavní napětí P1	horizontální	2,46
	vertikální	2,68
max. hlavní napětí P3	horizontální	2,56
	vertikální	3,32



a) b)

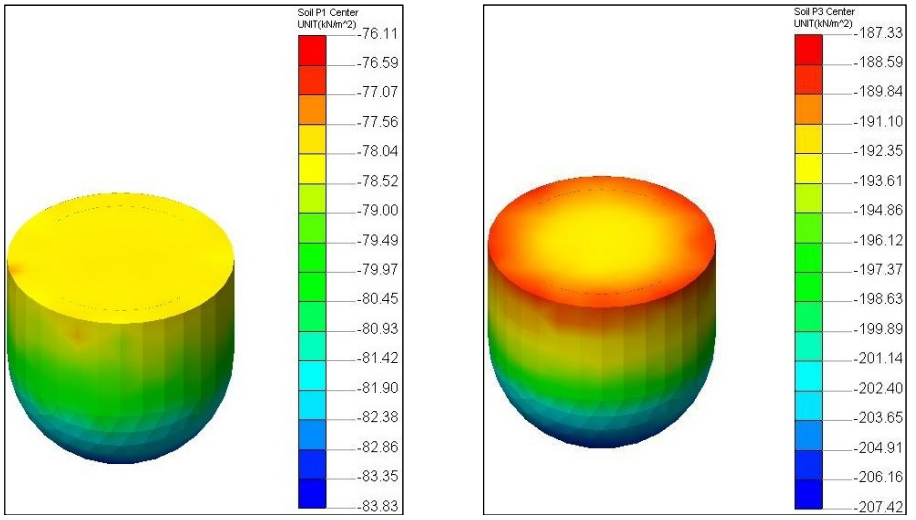
Obr. 4: Těleso homogenního geokompozitu - horizontální uložení: a) hlavní napětí P1, b) hlavní napětí P3



a) b)

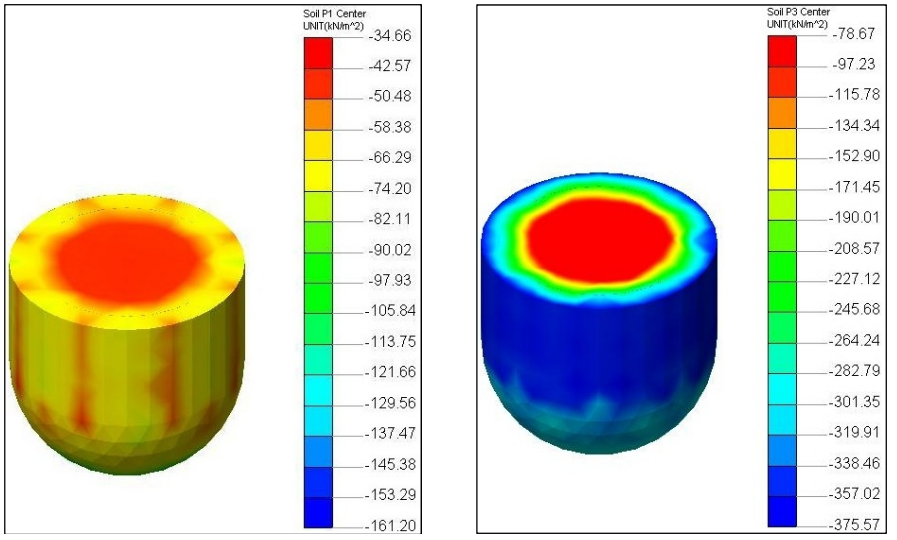
Obr. 5: Těleso nehomogenního geokompozitu s tvárlivým jádrem - horizontální uložení: a) hlavní napětí P1, b) hlavní napětí P3

Z grafů na obr. 8 a 9 je zřejmý rozdíl v distribuci hlavních napětí P1 a P3 u tělesa z nehomogenního geokompozitu s pevným pláštěm a tvárlivým jádrem, a to pro obě varianty uložení. Poměr mezi hodnotami hlavních napětí v plášti a jádře (tab. 2) je pro napětí P1 2,46 (horizontální uložení) a 2,68 (vertikální uložení). Pro napětí P3 je tento poměr 2,56 (horizontální uložení) a 3,32 (vertikální uložení). Poměr hodnot hlavních napětí v tělese homogenního geokompozitu bez tvárlivého jádra je blízký 1. Tyto rozdíly jsou vyvolány přerozdělením napětí mezi tužším pláštěm a tvárlivým jádrem geokompozitního tělesa. Míra přerozdělení bude závislá na mocnosti pevnějšího pláště tělesa a rozdílu v hodnotách pevnostních a přetvárných parametrů. Rozdíly mezi oběma typy stavby geokompozitu jsou tedy významné z hlediska rozdělení hlavních napětí, přičemž absolutní hodnoty posunů z deformací lze považovat za nevýznamné.



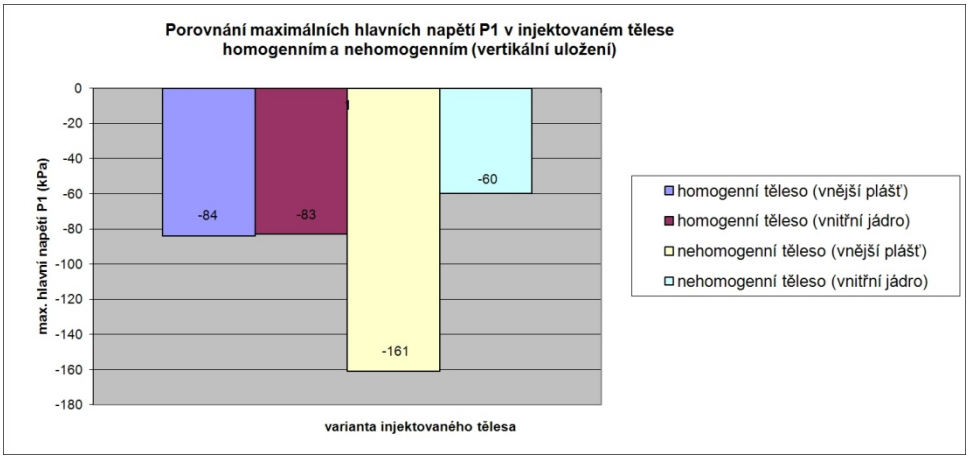
a) b)

Obr. 6: Těleso homogenního geokompozitu - vertikální uložení: a) hlavní napětí P1, b) hlavní napětí P3

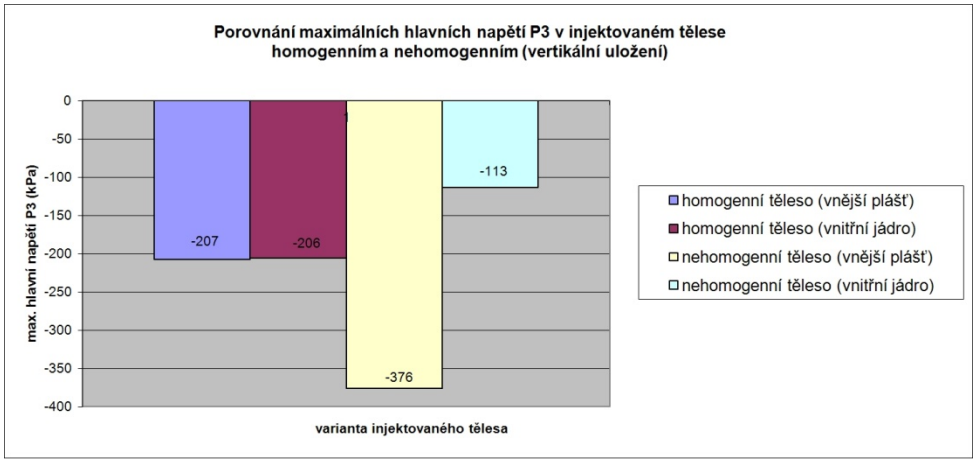


a) b)

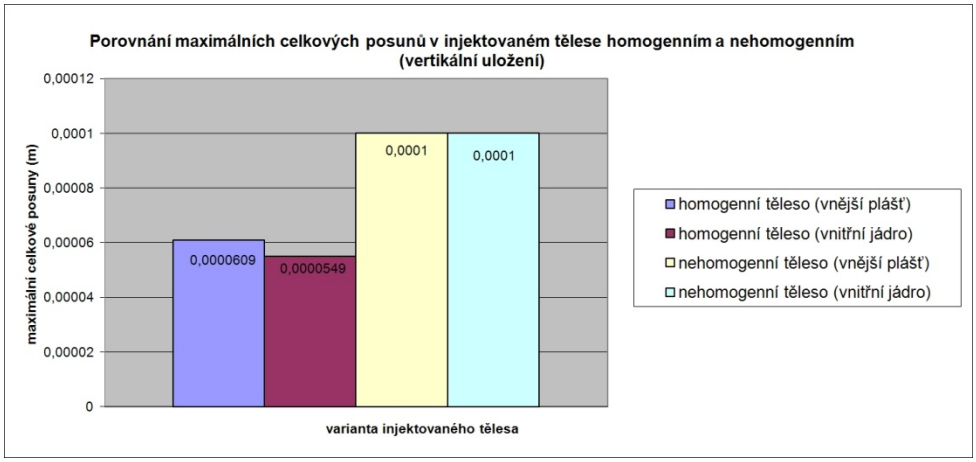
Obr. 7: Těleso nehomogenního geokompozitu s tvárlivým jádrem - vertikální uložení: a) hlavní napětí P1, b) hlavní napětí P3



a)

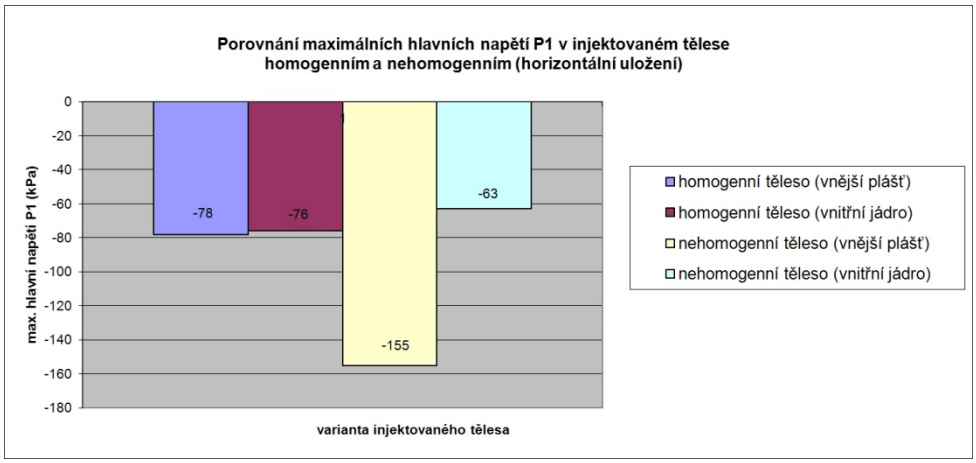


b)

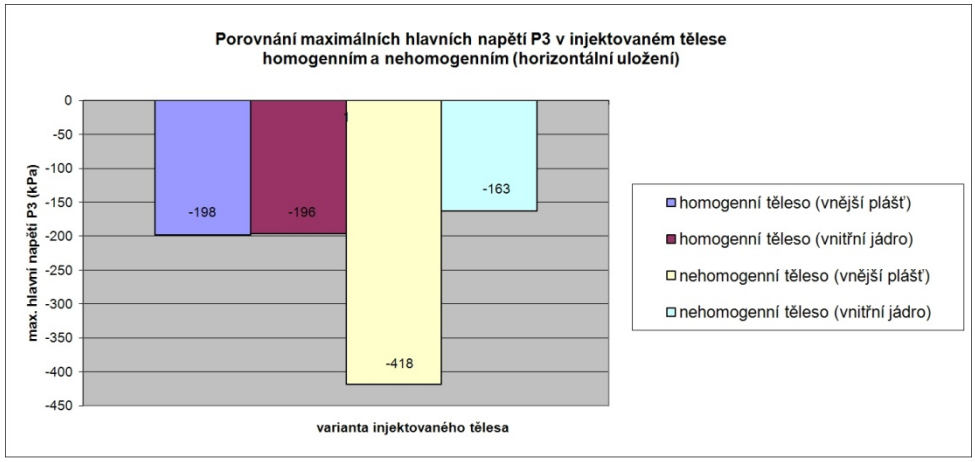


c)

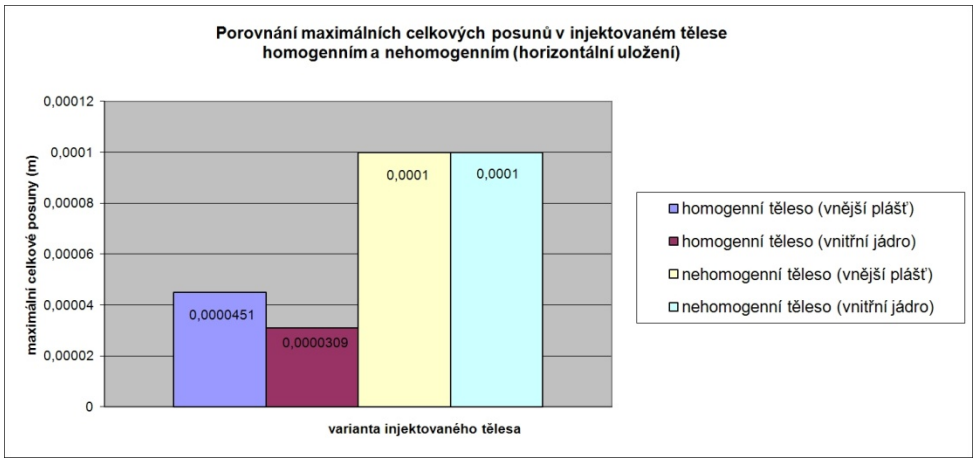
Obr. 8: Srovnání maximálních hlavních napětí P1 (a) a P3 (b) a maximálních celkových posunů (c) u injektovaného tělesa homogenního a nehomogenního s tvárlivým jádrem. Je srovnávána vnější a vnitřní zóna tělesa. Vertikální uložení tělesa.



a)



b)



c)

Obr. 9: Srovnání maximálních hlavních napětí P1 (a) a P3 (b) a maximálních celkových posunů (c) u injektovaného tělesa homogenního a nehomogenního s tvárlivým jádrem. Je srovnávána vnější a vnitřní zóna tělesa. Horizontální uložení tělesa.

5 ZÁVĚR

V praxi se při polyuretanové injektáži písčitých zemin obvykle předpokládá sice zonální, ale relativně homogenní stavba vzniklého injektážního tělesa. Provedené analýzy však ukázaly na strukturní anomálii, která se při injektáži může objevovat a která vede ke kontrastnímu rozložení napětí ve vytvořeném kompozitu. Přestože pro dané modelové podmínky je testované strukturně anomální těleso stabilní, nelze vyloučit lokální nestabilitu nebo porušení geotechnické konstrukce zatížené zemním tlakem (ve větších hloubkách) nebo dodatečným přitížením (zejména při injektáži kotevních systémů, u kterých se očekává dlouhodobá funkce). Při interpretaci modelu je nutno také počítat s vyšší heterogenitou stavby a variabilitou pevnostně-přetvárných parametrů v takto anomálních geokompozitech, než byla uvažována v předloženém příspěvku. V praxi to znamená věnovat zvýšenou pozornost analýze vnitřní stavby monolitických těles získaných z pokusných injektáží in situ.

PODĚKOVÁNÍ

Článek byl vypracován v rámci projektu Institut čistých technologií těžby a užití energetických surovin, reg. č. CZ.1.05/2.1.00/03.0082 podporovaného Operačním programem Výzkum a vývoj pro Inovace, financovaného ze strukturálních fondů EU a ze státního rozpočtu ČR a projektu CZ.1.07/2.3.00/20.0013 Tvorba a internacionalizace špičkových vědeckých týmů a zvyšování jejich excelence na Fakultě stavební VŠB-TUO.

LITERATURA

[1] KUTZNER, CH. *Grouting of rock and soil*. Rotterdam : AA Balkema, 1996. 271 pp. ISBN 90 54106344.

[2] ŠŇUPÁREK, R. & SOUČEK, D. Laboratory testing of chemical grouts. *Tunelling and Underground Space Technology*. 2000, XV. Nr. 2, pp. 175-186.

[3] KAROL, R. H. *Chemical grouting and soil stabilization*. 3rd ed. New York : M Dekker Inc, 2003. 558 pp. ISBN 0-8247-4065-3.

[4] ALDORF, J. & VYMAZAL, J. Příspěvek ke studiu pevnostních a přetvárných vlastností písků, zpevněných injektážními hmotami na bázi polyuretanových a akrylátových pryskyřic. In *Aplikace PUR v hornictví a podzemním stavitelství*. Ostrava : VŠB-TU, 1996, pp. 2-32.

[5] ŠČUČKA, J. *Studium stavby geokompozitů a kompozitních stavebních materiálů typu kamenivo + pojivo metodami zpracování a analýzy obrazu*. *Docentská habilitační práce.* Ostrava : VŠB-TU, 2008. 199.

[6] BODI, J., BODI, Z., SCUCKA, J., MARTINEC, P. *Polyurethane Grouting Technologies*. In *Polyurethane.* 1st ed. Rijeka : INTECH, 2012. pp. 307 -336. ISBN 978-953-51-0726-2

Oponentní posudek vypracoval:

Doc. Ing. Lumír Míča, Ph.D., Ústav geotechniky, Fakulta stavební, VUT v Brně.

Doc. RNDr. František Staněk, Ph.D., Institut geologického inženýrství, HGF, VŠB-TU Ostrava.

Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské - Technické univerzity Ostrava
číslo 2, rok 2012, ročník XII, řada stavební
článek č. 10

Tomáš DVORSKÝ[1], Martin ŠŤASTNÝ[2], Petra ŠILAROVÁ[3]

NOVÉ PLNIVO DO LEHKÝCH BETONŮ

NEW FILLER FOR LIGHTWEIGHT CONCRETE

Abstrakt

V příspěvku jsou prezentovány výsledky experimentálního výzkumu zabývajícího se problematikou využití recyklované tvrdé polyuretanové pěny po ukončení životního cyklu o objemové hmotnosti 30 - 35 kg.m^{-3} jako nového plniva do lehkých betonů. Cílem bylo navrhnout optimální recepturu, s optimálním poměrem jednotlivých složek betonové směsi. U navržených experimentálních záměsí, byly sledovány následující vlastnosti: konzistence čerstvého betonu, objemová hmotnost čerstvého betonu, objemová hmotnost ztvrdlého betonu, krychelná a hranolová pevnost v tlaku.

Klíčová slova

Polyuretanová pěna, recyklace, lehký beton, mechanické vlastnosti.

Abstract

The article presents the results of an experimental research dealing with the utilisation of recycled rigid polyurethane foam after the end of its life cycle, with the bulk density of 30-35 kg.m-3, used as new filler for lightweight concrete. The objective of the research was to design an optimal recipe, with an optimal ratio of the individual components of the concrete mixture. The following properties of the prepared experimental mixtures were monitored: consistency of the concrete mixture, the bulk density of fresh concrete mixture, bulk density of hardened concrete, cube and prism compressive strength.

Keywords

Polyurethane foam, recycling, lightweight concrete, mechanical properties.

1 ÚVOD

Stavebnictví je výrobním odvětvím, které zpracovává značné množství surovin. S rostoucími nároky společnosti na stavební výrobu rostou i nároky na spotřebu stavebního materiálu. S tímto souvisí problematika dostupnosti těchto surovin a v konečném důsledku vede k nevratnému vyčerpání jejich zásob.

[1] Ing. Tomáš Dvorský, Institut environmentálního inženýrství a Institut čistých technologií těžby a užití energetických surovin, Hornicko-geologická fakulta, VŠB - Technická univerzita Ostrava, 17. listopadu 15/2172, 70833 Ostrava-Poruba, tel.: (+420) 597 323 546, e-mail: tomas.dvorsky@vsb.cz.

[2] Ing. Martin Šťastný, Institut environmentálního inženýrství, Hornicko-geologická fakulta, VŠB - Technická univerzita Ostrava, 17. listopadu 15/2172, 70833 Ostrava-Poruba, tel.: (+420) 597 321 241, e-mail: martin.stastny@vsb.cz.

[3] Ing. Petra Šilarová, Institut environmentálního inženýrství, Hornicko-geologická fakulta, VŠB - Technická univerzita Ostrava, 17. listopadu 15/2172, 70833 Ostrava-Poruba, tel.: (+420) 597 321 241, e-mail: petra.silarova@vsb.cz.

Jednou z možných cest získání vhodných materiálů pro stavební výrobu, je využití druhotných surovin. V dnešní době se již v hojné míře využívají odpadní materiály z metalurgického, elektrárenského a báňského průmyslu [1, 2, 3, 4]. V poslední době se využívají i plastové odpady například tepelně modifikovaný recyklovaný EPS [5]. Další z plastových odpadů, jehož objem se neustále zvyšuje, je tvrdá polyuretanová pěna. Již existují výsledky experimentálního výzkumu zabývající se problematikou zapracování drcené tvrdé PUR pěny jako plniva do stavebních směsí, přesněji do segmentu malt [6, 7, 8, 9, 10, 11]. Tvrdá polyuretanová pěna ve struktuře malty a betonu vylepšuje především hmotnostní a tepelně izolační vlastnosti, ale na úkor snížení pevnostních charakteristik.

Výsledkem aplikovaného výzkumu, který navázal na výsledky experimentálního výzkumu, zabývajícího se problematikou využití recyklované polyuretanové pěny, jako jediného plniva v tepelně izolační maltě je zateplení vnějších i vnitřních stěn referenčního domu, který byl postaven před rokem 1940 [12, 13].

2 MATERIÁLY

2.1 Tvrdá polyuretanová pěna

Tvrdou polyuretanovou pěnou rozumíme makromolekulární materiál, který po termickém vytvrzení už není možné dále tepelně zpracovávat. Dochází ke vzniku tzv. zesíťovaných polymerů, které vytvářejí prostorovou trojrozměrnou síť, kde vlivem teploty a tlaku se polyuretanová hmota napěňuje vzniklým oxidem uhličitým (CO_2) a vytváří tak uzavřenou mikroskopickou porézní strukturu.

Pro experimentální výzkum byla použita drcená polyuretanová pěna s označením 968-B81 o zrnitosti 4/8 mm a objemové hmotnosti 30 - 35 $kg.m^{-3}$, produkovaná firmou D&Daxner Technology s. r. o.

Obr. 1: BigBag s nadrcenou PUR pěnou

Obr. 2: Vzorek PUR pěny, zrnitost 4/8 mm

2.2 Cement

Jako hlavní pojivo v betonových směsích pro jednotlivé experimentální záměsi byly použity dva typy cementu. Jednalo se o: CEM I 42,5R a CEM II/S-V 32,5 R dodávané firmou Cement Hranice, a. s. Vlastnosti obou druhů cementů odpovídají normě ČSN EN 197-1.

2.3 Jemně mletý vápenec

Pro experimentální betonové záměsi byl použit jemně mletý vápenec, který sloužil jako přísada za účelem snížení vodního součinitele *w* (viz norma ČSN EN 206-1) a rovněž i za účelem snížení celkových nákladů na výrobu suché směsi pro výrobu betonu, kde jím byla nahrazována část složky cementu (viz tabulka 1). Jemně mletý vápenec označením VMV 15/V vyrobený firmou Kotouč Štramberk, spol. s. r. o., byl vyráběn v kulovém mlýně semletím přírodního vápence na požadované parametry, a jehož chemické a fyzikální vlastnosti odpovídající normě ČSN 72 1217 a ČSN 72 1220.

2.4 Záměsová voda

Jako záměsová voda byla u všech experimentálních záměsí použita voda pitná.

3 EXPERIMENTÁLNÍ ZÁMĚSI PRO VÝROBU BETONU

Při návrhu složení jednotlivých experimentálních záměsí byla snaha o postupné nalezení optimálního poměru jednotlivých složek v závislosti na jejich hmotnostním množství s následným ověřením mechanických vlastností betonu. Základní složení zkušebních směsí tvořil hmotnostní poměr drcené polyuretanové pěny, cementu (CEM I 42,5R, CEM II/S-V 32,5 R) a jemně mletého vápence VMV 15/V. Byly tak získány experimentální záměsi D1 – D15, jejichž objemová hmotnost v suchém stavu se pohybovala od 240 $kg.m^{-3}$ do 584 $kg.m^{-3}$. Cílem byl takový návrh záměsi pro výrobu betonu na bázi polyuretanu, která by měla optimální pevnostní vlastnosti. Složení jednotlivých experimentálních záměsí popisuje tabulka 1.

Tab. 1: Hmotnostní zastoupení složek v jednotlivých experimentálních záměsích.

Označení záměsi	Měrná jednotka	PUR	Cement		Vápenec VMV 15/V	Voda
			CEM I 42,5R	CEM II/S-V 32,5 R		
D1	kg na 1 m^3	40	272	-	272	187
D2	kg na 1 m^3	40	-	272	272	187
D3	kg na 1 m^3	40	272	-	272	350
D4	kg na 1 m^3	40	-	272	272	350
D5	kg na 1 m^3	40	-	544	-	350
D6	kg na 1 m^3	40	-	392	-	259
D7	kg na 1 m^3	40	-	196	196	259
D8	kg na 1 m^3	40	196	-	196	259
D9	kg na 1 m^3	40	-	200	-	144
D10	kg na 1 m^3	40	-	200	68	185
D11	kg na 1 m^3	40	-	260	68	221
D12	kg na 1 m^3	40	-	260	132	259
D13	kg na 1 m^3	40	260	-	132	259
D14	kg na 1 m^3	40	228	-	164	259
D15	kg na 1 m^3	40	-	228	164	259

Při přípravě betonové směsi na bázi polyuretanu je nutné si uvědomit, že jde o výrobu lehkého betonu o nízké objemové hmotnosti, kde jednotlivé komponenty se velmi výrazně liší svými měrnými hmotnostmi. Aby v tomto případě bylo možno získat homogenní směs, je třeba dosáhnout toho, aby zrna polyuretanu byla obalena dostatečnou vrstvou cementu, případně směsi cementu a vápence, která sníží nasákavost zrna polyuretanu vodou a tím i množství záměsové vody.

Obr.3: Suchá záměs 0%záměsové vody,

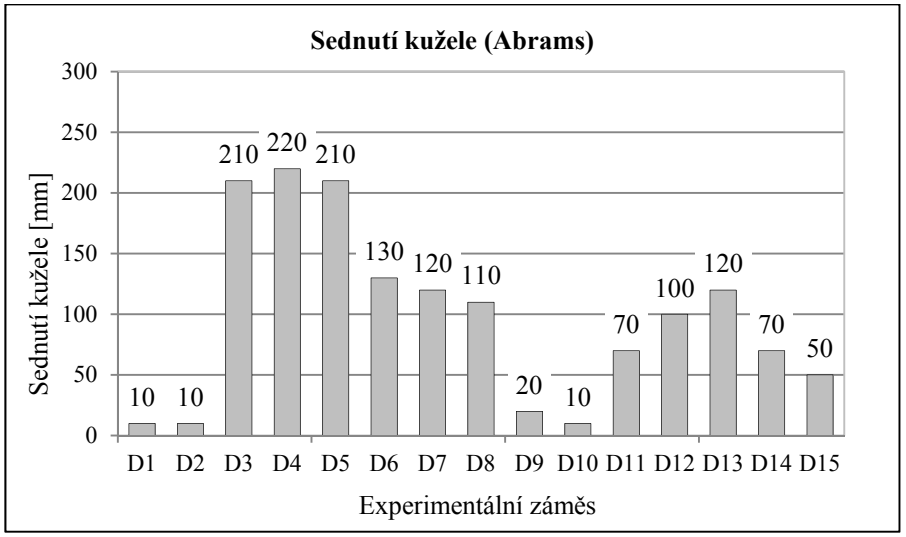
Obr.4: Mokrá záměs po aplikaci záměsové vody

4 FYZIKÁLNĚ-MECHANICKÉ VLASTNOSTI LEHKÉHO BETONU

V rámci experimentálního výzkumu byly na betonu ze záměsí D1 – D15 prováděny zkoušky pro stanovení mechanických vlastností betonu. Byla připravena zkušební tělesa (12 ks krychlí, 6 ks hranolů) z každé záměsi, na kterých byly měřeny hodnoty pevností v tlaku. Těsně po přípravě čerstvého betonu byla zjištěna jeho konzistence zkouškou sednutí kužele a objemová hmotnost.

4.1 Zkouška sednutí kužele

Velmi důležitou vlastností čerstvého betonu je jeho zpracovatelnost, což je souhrnný název pro ukládání, hutnění a dopravování. Nejběžnější zkouška je založena na určení sednutí kužele. Celá zkouška sednutí kužele čerstvého betonu se prováděla v souladu s normou ČSN EN 12350-2. Výsledné hodnoty zkoušky sednutí kužele se zařazením a určením konzistence jsou graficky zpracovány na obrázku 5.



Obr. 5: Graf zkoušky sednutí kužele

4.1Stanovení objemové hmotnosti čerstvého betonu

Zkouška objemové hmotnosti čerstvé betonové směsi ČB byla provedena v souladu s normou ČSN EN 12350-6. Pro zkoušku ČB byly použity tři umělohmotné formy o hraně 150 mm (V = 3,375 dm^3) a zjištěné hmotnosti m_1. Plnění forem bylo provedeno ve dvou vrstvách čerstvým betonem, kde každá z vrstev byla hutněna po dobu 30 s na vibračním stolku typu VSB-40. Celková doba hutnění betonu tak činila 60 s. Úprava povrchu betonu do vodorovné polohy ve formách byla provedena pomocí hladítka a takto naplněná forma se zhutněným čerstvým betonem byla opět zvážena a zjištěna tak hmotnost m_2.

Objemová hmotnost čerstvého betonu D_m byla vypočítaná ze vztahu:

$$D_m = \frac{m_2 - m_1}{V} \tag{1}$$

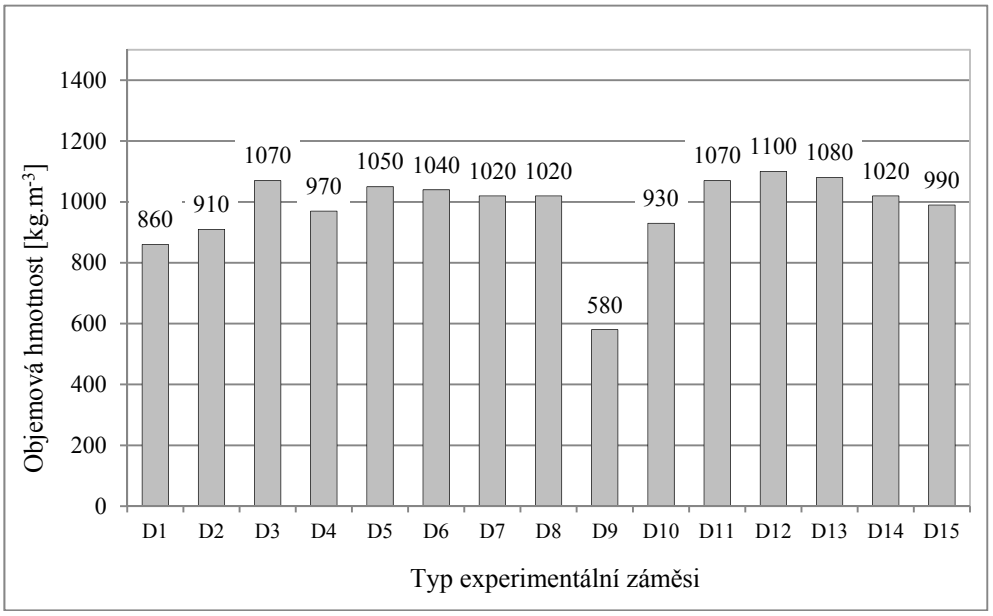
kde

D_m … objemová hmotnost čerstvého betonu [$kg.m^{-3}$];

m_1 … hmotnost prázdné formy [kg];

m_2 … hmotnost naplněné formy [kg];

V … objem formy [= 0,003375 m^3]



Obr. 6: Graf stanovení objemové hmotnosti čerstvého betonu

Při srovnání s klasickým betonem, který je plněný převážně přírodním kamenivem a má objemovou hmotnost ± 2300 $kg.m^{-3}$, je ze stanovené zkoušky zřejmé, že při použití drcené polyuretanové pěny dochází u všech záměsí D1 až D15 k výraznému snížení objemové hmotnosti. Ta se pohybovala v rozmezí hodnot 580 – 1100 $kg.m^{-3}$ (viz obr. 6).

4.1 Stanovení krychlené a hranolové pevnosti betonu v tlaku

Pro stanovení krychelné a hranolové pevnosti betonu v tlaku bylo u každé z experimentálních záměsí D1 – D15 zhotoveno 12 ks zkušebních těles - krychlí (150×150×150 mm) a 6 ks zkušebních těles - hranolů (100×100×400 mm). Zkouška krychelné pevnosti betonu v tlaku byla prováděna v časových intervalech 2, 7, 14 a 28 dnů, zatímco stanovení hranolové pevnosti betonu v tlaku bylo

provedeno v časových intervalech 2 a 28 dnů v souladu s normou ČSN EN 12390-3 a ČSN EN 12390-7.

Výsledné krychelné (hranolové) pevnosti v tlaku f_c (f_p) byly pak získány, jako poměr odečtené síly na tlačném lisu při zlomu F [N] k tlačné ploše vzorku A_c [mm^2].

$$f_{c,p} = \frac{F}{A_C} \tag{2}$$

kde:

$f_{c,p}$ … pevnost v tlaku (krychelná, hranolová) [N.mm^{-2} ≡ MPa];

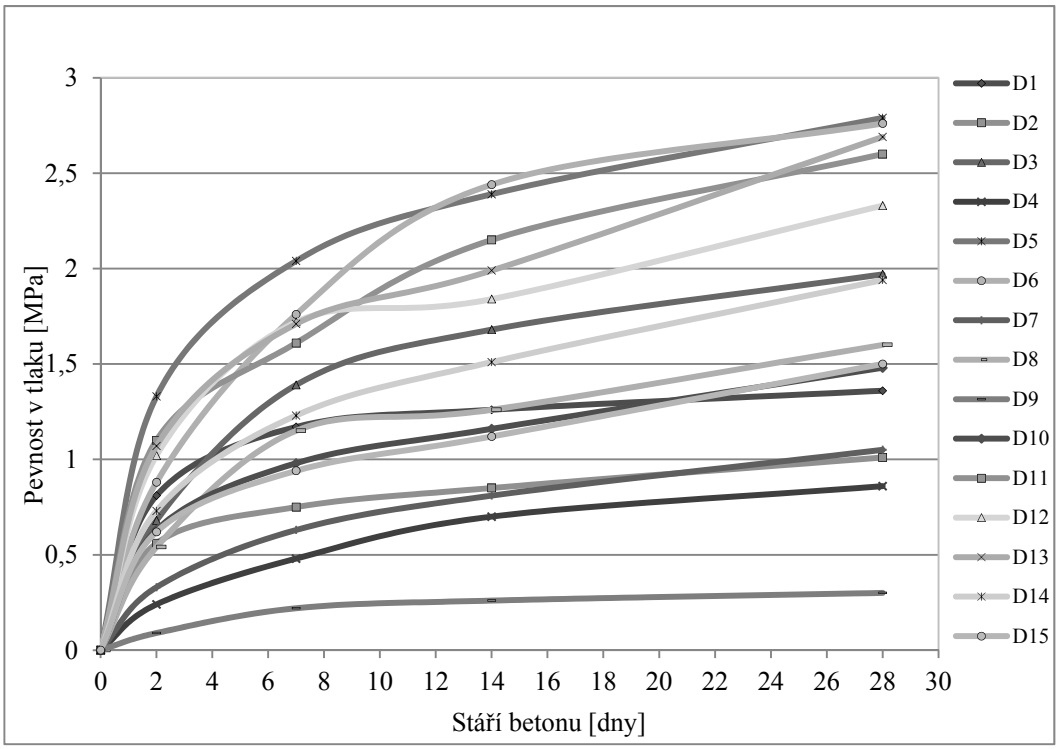
F … maximální zatížení při porušení [N];

Ac … průřezová plocha zkušebního tělesa, na kterou působí zatížení v tlaku (tlačná plocha) [mm^2].

V tab. 2 jsou prezentovány výsledky krychelných a hranolových pevností po 28 dnech, společně s objemovými hmotnostmi lehkého betonu na bázi tvrdé polyuretanové pěny. Krychelné pevnosti se pohybovaly v rozmezí hodnot 0,30 – 2,79 MPa a hranolové pevnosti v rozmezí 0,33 – 3,40 MPa. Křivky nárůstu krychelných pevností jednotlivých experimentálních záměsí po 2, 7, 14, 21 a 28 dnech jsou uvedeny na obr. 7.

Tab. 2: Výsledky krychelné a hranolové pevnosti PUR betonu po 28 dnech stáří

Označení záměsi	**Objemová hmotnost**	**Pevnost betonu po 28 dnech**	
		Krychelná	**Hranolová**
	[kg/m^3]	**[MPa]**	**[MPa]**
D1	803	1,36	1,46
D2	817	1,01	1,12
D3	834	1,97	2,21
D4	725	0,86	0,89
D5	898	2,79	3,30
D6	859	2,76	3,40
D7	772	1,05	1,16
D8	819	1,60	1,92
D9	438	0,30	0,33
D10	785	1,48	1,30
D11	889	2,60	2,75
D12	911	2,33	2,45
D13	921	2,69	2,85
D14	846	1,94	2,05
D15	794	1,50	1,44

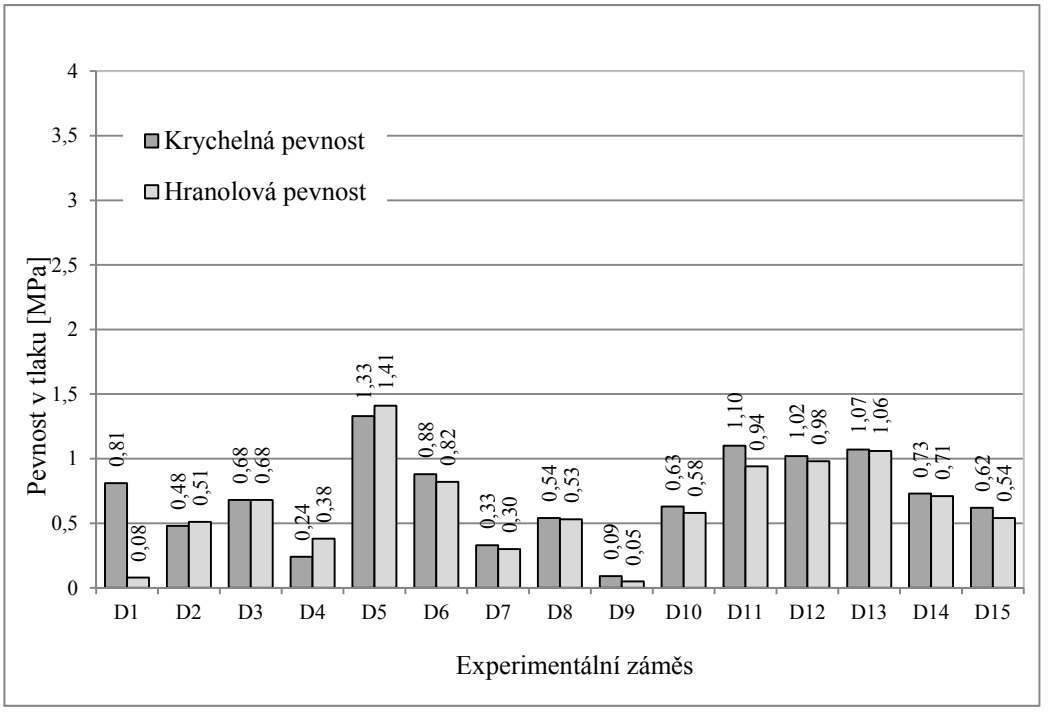


Obr. 7: Závislost krychlené pevnosti v tlaku na době zrání betonu

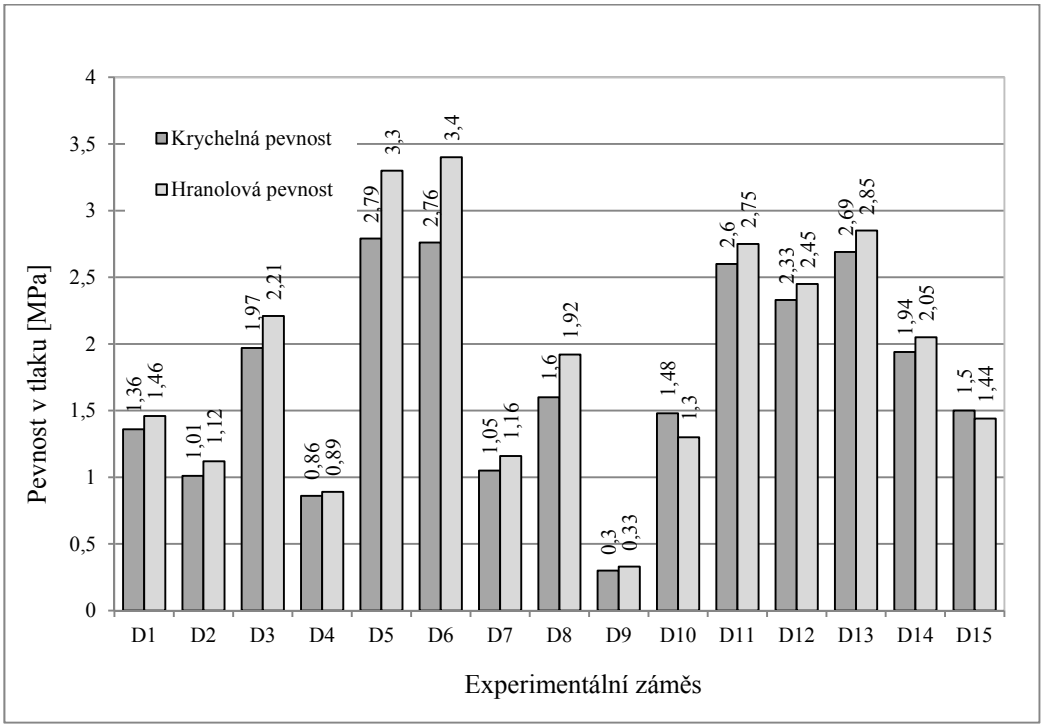
Z obr. 8 a 9, na kterých je srovnání krychlených a hranolových pevností ve stáří betonu 2 a 28 dnů je patrné, že u všech experimentálních záměsí byla pevnost po 2 dnech téměř srovnatelná, rozdíl se výrazněji projevil, až v koncové pevnosti (stáří 28 dnů), kdy u všech experimentálních záměsí, kromě záměsi D10 a D15, byla hranolová pevnost vždy vyšší, než krychlená. Tato skutečnost je dána tím, že při hutnění těchto lehkých betonů je cementový tmel vytlačován do stran, čili kolmo na směr hutnění, což způsobuje nárůst vrstvy cementového tmele v ose kolmé na směr hutnění. U žádné experimentální záměsi nebyla překročena hodnota pevnosti v tlaku 3,5 MPa. Zvýšení pevnosti je možné docílit několika způsoby:

1. přidáním kameniva;
2. úpravou poměru: cement - jemně mletý vápenec – voda;
3. vytvoření pórů v cementovém tmelu přidáním napěňovadla, čímž dojde k nárůstu obalové vrstvy kolem polyuretanového zrna pórovitou hmotou, jejíž pevnost je vždy větší než pevnost polyuretanového zrna, výsledná struktura směsi je tvořena dutinami vyplněnými polyuretanovou drtí, která je obalena vrstvou pórovitého cementového tmelu.

U výše uvedených způsobů 1 a 2 dojde ovšem ke zvýšení objemové hmotnosti, pevnosti a zvýšení součinitele tepelné vodivosti λ.



Obr. 7: graf krychelné a hranolové pevnosti po 2 dnech



Obr. 8: graf krychelné a hranolové pevnosti po 28 dnech

3 ZÁVĚR

Experimentální výzkum prokázal, že tvrdou polyuretanovou pěnu po ukončení životního cyklu ve formě drti o velikosti zrna 4/8 mm a objemové hmotnosti 30 – 35 kg.m^{-3}, je možno využít jako plniva do lehkých betonů. Nový typ lehkých betonů je možné vyrábět a zpracovávat o různých objemových hmotnostech za předpokladu nízkých koncových pevností v tlaku.

Z navržených experimentálních záměsí D1 – D15, u kterých byla hledána optimální skladba receptury, bylo zkouškou sednutí kužele, stanovením krychelných a hranolových pevností v tlaku zjištěno, že experimentální záměs D11 vykazovala optimální hodnoty. Zkouškou sednutí kužele byla tato záměs definována, jako měkká (třída S2), tzn. dobře zpracovatelná. Objemová hmotnost čerstvého betonu D11 byla stanovena na 1070 kg.m^{-3} a koncové pevnosti v tlaku dosáhly hodnot 2,60 – 2,75 MPa.

Takovýto lehký beton by bylo možné využít v monolitických konstrukcích, nebo jako výplňový materiál např. ve vodorovných konstrukcích střech, v podlahách, či stropních konstrukcích.

Jelikož je v současné době tento typ polyuretanových odpadů ukládán na skládky nebo spalován, jeví se využití těchto odpadů, jakožto nového plniva v segmentu lehkých betonů, jako jedno z možných řešení.

Další část experimentálního výzkumu se bude zabývat studiem struktury betonu na bázi polyuretanu, zkouškách mrazuvzdornosti a součinitele tepelné vodivosti.

PODĚKOVÁNÍ

Článek byl vypracován v rámci projektu Institut čistých technologií těžby a užití energetických surovin, reg. č. CZ.1.05/2.1.00/03.0082 podporovaného Operačním programem Výzkum a vývoj pro Inovace, financovaného ze strukturálních fondů EU a ze státního rozpočtu ČR. ED2.1.00/03.0082

LITERATURA

[1] LEMBÁK, M., VÁCLAVÍK, V. K problematice využití odpadů z těžby černého uhlí pro stavební účely. In RECYKLING 2004 "Možnosti a perspektivity recyklace stavebních odpadů jako zdroje plnohodnotných surovin". Brno: VUT Brno, 2004, pp. 94 - 102. ISBN 80-214-2583-0.

[2] VÁCLAVÍK, V., LEMBÁK, M., PLAČEK, V. Úprava jemně mleté strusky pro výrobu betonu a jeho fyzikálně mechanické vlastnosti. In Sborník Recyklace odpadů VIII. Ostrava: VŠB-TU Ostrava, 2004, 329 - 335, ISBN 80-248-0560-X.

[3] ŠTEVULOVÁ, N., VÁCLAVÍK, V., JUNÁK, J., GRUĽ, R., BAČÍKOVÁ, M. Utilization possibilities of selected waste kinds in building materials preparing. In: Proceedings of the SGEM 2008 : Modern management of mine producing, geology and environmental protection. Albena: STEF92 Technology Ltd, 2008, 193-200. ISBN 954918181-2.

[4] SVARLA, J., SISOL M., BOTULA J., KOLESAROVA M., KRINICKA I., The potential use of fly ash with a high content of unburned carbon in geopolymers. Acta geodynamica et geomaterialia. 2011, vol. 7. No 2, 123-132. ISSN 1214-9705.

[5] KAN, A. DEMIRBOGA, R. A novel material for lightweight concrete production. Cement and Concrete Composites. vol. 31, No. 7, 2009, 489-495.

[6] GADEA, J. et al. Lightweight mortar made with recycled polyurethane foam. Cement and Concrete Composites. vol. 32, No. 9, 2010, 672-677.

[7] VÁCLAVÍK, V., DAXNER, J. Aplikace polyuretanových recyklátů v tepelně izolačních omítkových směsích. In: Sborník konference RECYCLING 2009. Brno: VUT v Brně 2009, 16 – 21. ISBN 978-80-214-3842.

[8] VÁCLAVÍK, V., DAXNER, J. Plnivo na bázi polyuretanové pěny do izolačních malt a lehkých betonů. Stavebnictví. No. 9, 2010. 38-44. ISSN 1802-2030.

[9] FRAJ, A. B., KISMI, M., MOUNANGA, P. Valorization of coarse rigid polyuretane foam waste in lightewight aggregate concrete. Construction and Building Materials., vol. 24, No. 6, 2010, 1069-1077. ISSN 0950-0618.

[10] NABAJYOTI, S., DRITO, J.: Use of plastic waste as aggregate in cement Mortar and concrete preparation: A review. Construction and Building Materials. 2012, vol. 34. September 2012, 385–401. ISSN 0950-061.

[11] MOUNANGA, P., GBONGBON, W., POULLAIN, P., TURCRY, P. Proportioning and characterization of lightweight concrete mixtures made with rigid polyurethane foam wastes. Cement and Concrete Composites. 2008, vol. 30, No. 9, 806–814. ISSN 0958-9465.

[12] VÁCLAVÍK, V., DAXNER, J. The aplication of the heat-insulating plaster on a polyurethane base a reference house. In: Proceedings of the 13th Conference on Environment and Mineral Processing. Ostrava: VSB-TU Ostrava, 2009, 245-249. ISBN 978-80-248-1995-2.

[13] VÁCLAVÍK, V., DAXNER, J. Zateplení referenčního domu tepelně izolační omítkou na bázi polyuretanu. Informace ČSSI OP Ostrava – Jevy, konání a díla. 2009, vol. 15, No. 1, 2009, 37-41. ISSN 1213-4112.

Oponentní posudek vypracoval:

Prof. RNDr. Pavla Rovnaníková, CSc., Ústav chemie, Fakulta stavební, VUT v Brně.

Doc. Ing. Jaroslav Výborný CSc., Katedra materiálového inženýrství a chemie, Fakulta stavební, ČVUT v Praze.

Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské - Technické univerzity Ostrava
číslo 2, rok 2012, ročník XII, řada stavební
článek č. 11

Lukáš ĎURIŠ[1], Josef ALDORF[2], Karel VOJTASÍK[3]

CHOVÁNÍ DEFINITIVNÍHO OSTĚNÍ PŘI EXTRÉMNĚ NÍZKÝCH TEPLOTÁCH
FINAL LINING BEHAVIOUR IN EXTREMELY LOW TEMPERATURES

Abstrakt

Návrh definitivního ostění ražených tunelů je složitý úkol. Statická činnost definitivního tunelového ostění je podmíněna interakcí s okolním horninovým masivem. Hodnota jeho zatížení je závislá na geotechnických podmínkách, primárním ostění, tvaru a velikosti výrubu, způsobu výstavby a také na vývoji a rozložení teplot v ostění, které jsou ovlivňovány klimatickými podmínkami. Článek se zabývá stavem napjatosti v definitivním tunelovém ostění, které je indukováno kolísáním teplot ovzduší na vnitřním líci ostění tunelu a konstantní teplotou uvnitř horninového masivu. Problém je řešen s využitím záznamů teplot ovzduší, teplotních stavů na vnitřním a vnějším líci tunelového ostění a uvnitř horninového masivu, které byly naměřeny na dálničním tunelu Klimkovice. Naměřené teploty jsou analyzovány a uplatněny v MKP modelu tunelového ostění, kterým jsou teplotní stav a jeho změny transponovány na hodnoty napětí.

Klíčová slova

Definitivní ostění, teploty, monitoring.

Abstract

Design of a tunnel lining is complex task. The tunnel lining structure works in close interaction with the surrounding rock mass. The value of the load depends on geotechnical circumstances, primary lining, shape and size of opening, construction technology and as well on the temperature distribution in a lining that is determined by climatic conditions. The article deals with the temperatures in the tunnel lining that are brought about by air temperature changes in tunnel space and a constant temperature inside the rock mass. This problem is solved making use of temperature records in tunnel, on the inner and outer surface of the tunnel lining and in rock mass measured at a motorway Tunnel Klimkovice. These records are analyzed and submit to FE model of the tunnel lining so that the lining temperature state is converted for a lining stress state.

Keywords

Secondary lining, temperature, monitoring.

[1] Ing. Lukáš Ďuriš, Katedra geotechniky a podzemního stavitelství, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava-Poruba, tel.: (+420) 597 321 948, e-mail: lukas.duris@vsb.cz.

[2] Prof. Ing. Josef Aldorf, DrSc., Katedra geotechniky a podzemního stavitelství, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava-Poruba, tel.: (+420) 597 321 944, e-mail: josef.aldorf@vsb.cz.

[3] 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) 597 321 948, e-mail: karel.vojtasik@vsb.cz.

1 ÚVOD

Návrh ostění dopravních tunelů obsahuje řadu požadavků, které ostění musí plnit po celou dobu životnosti tunelu. Každé přerušení dopravy má vždy dalekosáhlé společensko-ekonomické dopady. Řada těchto požadavků, například ukončení vývoje zatížení a zajištění stability horninového masivu tunelovým ostěním, jsou naplněny po úspěšném dokončení výstavby a předání tunelu do provozu. Existují zde některé faktory, které z krátkodobého pohledu mají jen malou váhu, ale protože se jejich vliv postupně načítá, v dlouhodobém časovém horizontu mohou významně ovlivňovat životnost díla. Reprezentantem těchto činitelů jsou periodicky se opakující napěťové změny v tunelových ostěních způsobené kolísáním teplot v tunelech. V zemích, jako je Česká republika, se čtyřmi ročními obdobími, které charakterizují rozdílné teploty a rovněž i kolísání teplot během dne, tento jev nelze opominout a musí být zahrnut v návrhu při posouzení životnosti tunelových ostění.

Příspěvek prezentuje výsledky měření na ostění tunelu v Klimkovicích. Pro účely modelové analýzy MKP teplotních vlivů byla použita data ze zimních období s extrémně nízkými teplotami. Modelem MKP bylo stanoveno zatížení ostění od teplotních vlivů. Z výsledků výpočtů na matematickém modelu MKP a dat získaných měřením na tunelovém ostění byly následně odvozeny a formulovány doporučení pro návrh a posouzení vlivu změn teplot na stav napětí v tunelovém ostění. Doporučení mohou přispět k návrhům nových konstrukčních řešení tunelových ostění, zabránit vzniku poruch a zkrácení doby životnosti ostění a dále vést k úsporám přímých nákladů za opravy a nepřímým ztrátám z příčin výluk provozu na dopravních tunelech [2]. Monitoringu tunelových ostění a sledování teplot se věnují práce [5,6,7,8,9].

2 ZHODNOCENÍ NAMĚŘENÝCH DAT

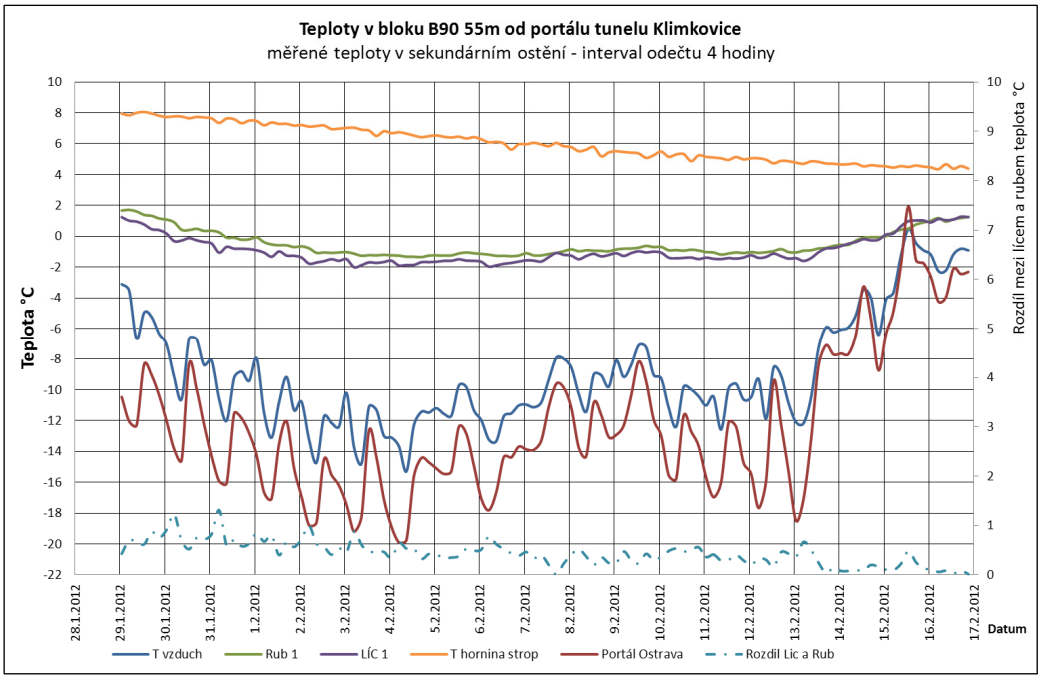
Návrh tunelového ostění je vždy složitý, vzhledem k velkému množství vlivů (zatěžovacích stavů a jejich kombinací), působících na jeho konstrukci. Jedním z těchto vlivů jsou změny teplot, které odráží klimatické podmínky vně tunelu. Za účelem sledování teplotního stavu je ostění na nově budovaných tunelových stavbách osazeno měřícími čidly, která umožňují sledovat změny stavu teploty. Jedním z tunelů, který byl vybaven měřícími čidly je tunel Klimkovice. V průběhu jeho výstavby byla instalována měřidla teploty do horninového masivu a sekundárního ostění, včetně strunových snímačů měření deformací. Snímače byly osazovány ve dvou tunelových pásech – měřících profilech. V každém profilu bylo použito 12 kusů těchto snímačů. Snímače byly rozmístěny do třech poloh (označeny 1, 2 a 3) a v každé poloze byly osazeny k hornímu a spodnímu okraji výztuže, ve směru radiálním a tangenciálním. Bližší informace v [1,3,4]. Na každém měřícím profilu bylo osazeno také čidlo pro měření teploty vzduchu v tunelu. Systém měření je provozován v automatickém režimu, odečet a sběr naměřených dat probíhá se čtyřhodinovou periodou.

Příspěvek vyhodnocuje stav s nejnižšími teplotami naměřenými v tunelu od počátku jeho uvedení provozu v roce 2008. Vzhledem k relativně krátkému období provozu (čtyři roky) nelze brát dosažené výsledky jako definitivně platné a potvrzené. Sledování jednotlivých období ukazuje na určitý trend a zejména vliv vnějších teplot na ostění. Největší vliv na tunelové ostění má zimní období, kdy dochází k poklesu teplot pod bod mrazu a ke smrštění ostění. V předchozích letech zimní teploty byly zaznamenány jen jako mírné, takže teploty příliš významně neklesly pod bod mrazu kromě období 1/2010 kdy byly zaznamenány teploty nižší než -10°C. Tato nízká teplota trvala pouze krátce a pak následně docházelo opět k oteplování. Zřetelnější výsledky přinesla zima (2/2012) kdy byly zaznamenány dlouhodobě nízké teploty. V delším časovém úseku trvaly mrazy pod -10°C (měřeno v tunelu). Podle údajů z venkovních měřidel dosahovaly teploty vzduchu až -20°C. Tyto nízké teploty přetrvávaly až 20 dní. Tuto situaci lze považovat za extrémní. Kromě vyhodnocení vnitřních teplot v tunelu byly k dispozici i měření z provozu a řízení tunelů. Tato měření sleduji např. teploty na portálech, ale i uvnitř tunelu, nebo rychlosti proudění vzduchu. Instalovaný monitoring sleduje pouze dva vybrané úseky vzdálené 55 m (B90) a 140m (B78) od ostravského portálu. Ve sledovaném období byly zaznamenány extrémně nízké teploty od 29. 1. do 16. 2. Nejnižší naměřena teplota byla -15,3°C. Průměrná teplota se ve sledovaném období pohybovala kolem -9°C.

Konkrétní hodnoty naměřených teplot ve sledovaném úseku jsou uvedeny v tabulce č. 1. Všechny hodnoty jsou uvedeny ve stupních Celsia. Hodnoty označené v tabulce jako „Max“ je maximální naměřená hodnota, „Min“ je minimální hodnota. Průměrnou teplotu nebo průměrný rozdíl teplot označuje „Průměr“. I zde se potvrdil trend, který naznačovala předchozí měření, a to že ostění není ochlazováno na teplotu vzduchu a je zde patrná časová prodleva. Zejména rozdíly teplot mezi rubem a lícem jsou velice malé (do 2°C). V průměru se tyto rozdíly pohybují kolem 0,5°C. Ve spodní části klenby nad vozovkou jsou rozdíly dvojnásobně větší. Což potvrdily i výsledky z minulých měření [1,2].

Tabulka č. 1 – Extrémy teplot a průměry teplot na bloku B 90 ve sledovaném období

	Vzduch	Rub1	Lic1	Rozdíl1	Rub 2	Lic 2	Rozdíl2	Rub 3	Lic 3	Rozdíl3	Horn.
Max	0,48	1,71	1,27	1,31	1,74	1,33	1,56	2,50	1,31	2,00	8,06
Min	-15,30	-1,35	-2,01	0,01	-1,14	-1,93	0,00	-0,41	-1,73	0,00	4,35
Průměr	-8,96	-0,50	-0,91	0,44	-0,32	-0,92	0,62	0,32	-0,73	1,06	5,99

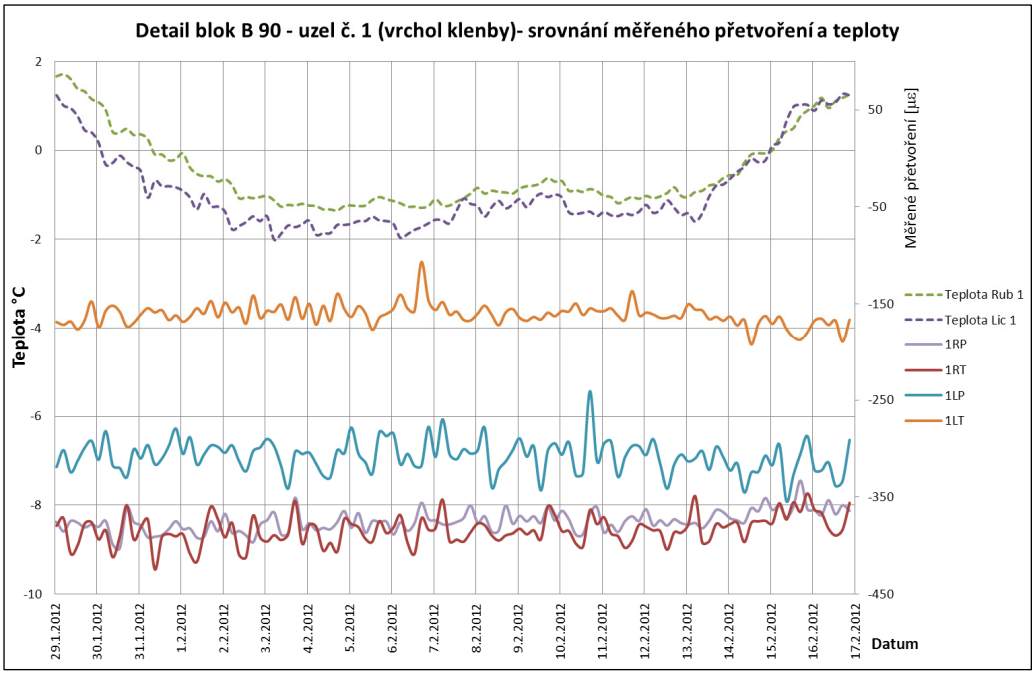


Obr. 1: Průběhů teplot ve vrcholu klenby, blok B90

Na obrázku č. 1 je zaznamenán detail sledovaného období pro vrchol klenby. Do tohoto detailu měření v tunelu byly zaznamenány i měření teploty na ostravském portálu. Vzdálenost toho to profilu je asi 55 m od portálu a je vidět, že teploty vzduchu venku jsou až o pět stupňů nižší než vnitřní a to zejména v brzkých ranních hodinách (doba odečtu je 5:00). V odpoledních hodinách jsou rozdíly menší. Průběh teplot venku odpovídá průběhu uvnitř, tzn. při poklesu venkovní teploty, klesá i teplota vnitřní. Vnitřní teploty dosahují svého minima s mírným zpožděním cca čtyři hodiny. Nejnižší teplota v tunelu byla naměřena obvykle kolem devíti hodin ráno a teplota v ostění vždy reaguje velmi pomalu a se zpožděním. Při postupném ochlazování dochází k nárůstu rozdílu mezi rubem a lícem a při oteplováni jsou rozdíly minimální. Největší rozdíl byl naměřen 2°C (viz tab. č. 1). Denní rozdíly teploty vzduchu mohou být až 8°C. Definitivní ostění na tyto rozdíly reaguje, ale velmi nepatrně. Teplota okolního masívu (měřena cca 1 m od primáru) také reaguje na změnu

venkovní teploty a reakce horniny je se zpožděním cca 10 dnů. Při obvyklých teplotách se teplota v masívu hodně blíží teplotě sekundárního ostění.

Současně s měřením teplot v integrovaném snímači je odečítáno i přetvoření definitivního ostění. Tenzometry jsou rozmístěny jak v podélném tak tangenciálním směru v každém měřícím uzlu. Záznam tohoto měření je uveden na obrázku č. 2. Jsou zde srovnávány průběhy teplot v ostění a přetvoření ve vrcholu klenby tunelu. Záznamy na rubové straně ostění jsou větší než na líci a to jak v podélném tak příčném směru. Na lícní straně jsou výrazně nižší přetvoření v příčném (tangenciálním) směru než v podélném směru. Reakce na krátkodobou změnu teploty jsou zanedbatelné. Při vyhodnocení všech třech měřících uzlů vyplývá, že přetvoření je největší ve střední části klenby.



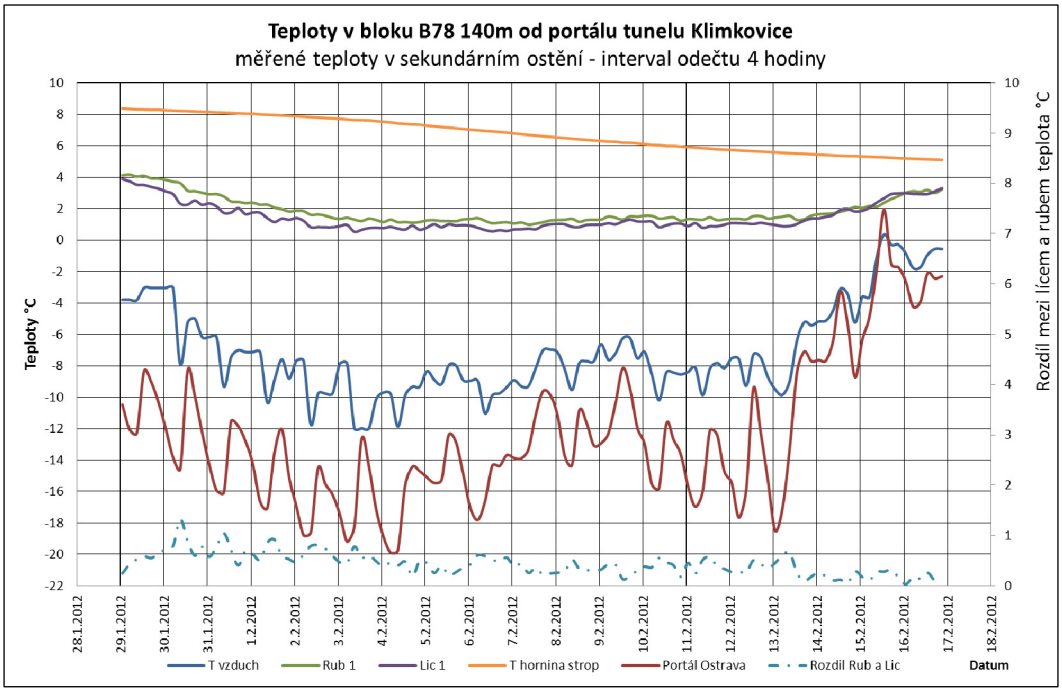
Obr. 2: Srovnání měřeného přetvoření a teploty

V druhém sledovaném profilu (B78), který je vzdálenější od portálu (140m), nejsou ve výsledcích větší rozdíly. Minimální naměřená teplota vzduchu je -12°C. Z průběhu teplot vyplývá, že na tomto profilu je teplota vzduchu v průměru o jeden stupeň vyšší, než na profilu B90 blíže portálu. Konkrétní hodnoty naměřených teplot ve sledovaném úseku jsou uvedeny v tabulce č. 2. Všechny hodnoty jsou uvedeny ve stupních Celsia. Je zde uvedena maximální naměřená hodnota (Max), minimální hodnota (Min). Průměr označuje průměrnou teplotu nebo průměrný rozdíl teplot. Průběh teplot je zaznamenán na obrázku č. 3.

Tabulka č. 2 – Extrémy teplot a průměry teplot na bloku B 78 ve sledovaném období

	Vzduch	Rub1	Lic1	Rozdíl1	Rub 2	Lic 2	Rozdíl2	Rub 3	Lic 3	Rozdíl3	Hor.
Max	0,34	4,16	3,88	1,32	4,04	3,47	1,23	5,14	3,34	1,98	8,37
Min	-11,98	0,98	0,52	0,03	0,87	0,39	0,00	1,92	0,67	0,06	5,10
Průměr	-7,19	1,85	1,44	0,44	1,76	1,28	0,51	2,76	1,55	1,21	6,77

Na obrázku č. 3 pro vrchol klenby tunelu je možno vidět větší rozdíly oproti teplotám na portále. Rozdíly jsou až 8°C. Rozdíly mezi rubem a lícem jsou opět velice malé (do 1°C). Při klesající teplotě jsou tyto rozdíly větší. Toto je základní rozdíl mezi německou drážní směrnicí (DS 853), která uvažuje rozdíl mezi rubem a lícem 10°C, při vzdálenosti do 200m od portálu. Předpokládaných -15°C v ostění uvnitř tunelu dle směrnice nebylo nikdy dosaženo, byť byly naměřeny teploty nižší. Přesto rozdíly mezi rubem a lícem jsou velice malé a potvrzují to i dosavadní výsledky měření.



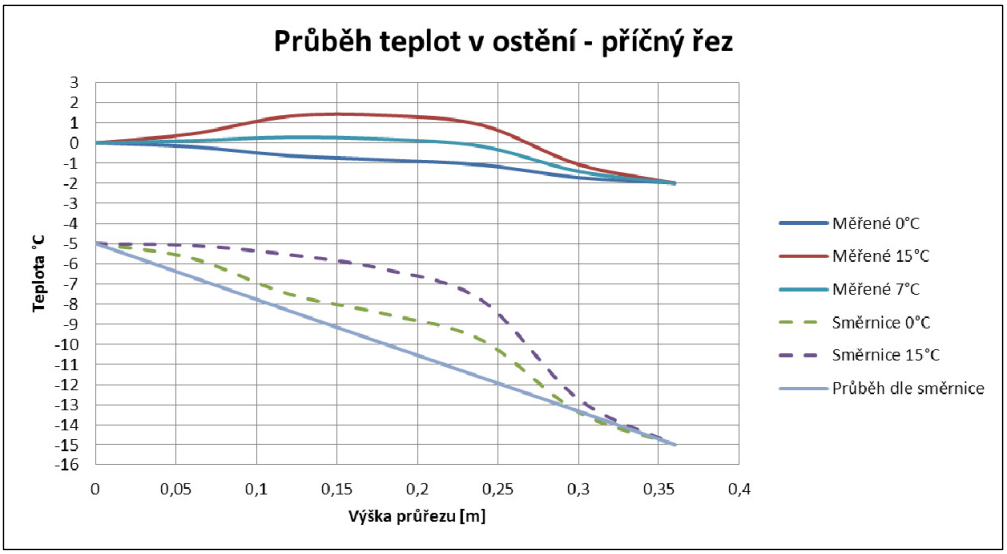
Obr. 3: Průběh teplot ve vrcholu klenby, blok B78

Z výsledků měření teplot je patrné, že teplota uvnitř tunelu ovlivňuje definitivní ostění, nicméně nikdy nedošlo k ochlazení líce výztuže na teplotu vzduchu. Teplota vzduchu je měřená ve vrcholu tunelu, tedy v nejteplejším místě a snímač je vzdálen od líce jen několik centimetrů a přesto jsou rozdíly obou teplot okolo 10°C. Největší podíl na tomto chování má zřejmě teplota okolního masívu. Toto platí ovšem pouze při ochlazování, kdy se ostění nestihne dostatečně rychle ochladit s klesající rychlostí teploty vzduchu. Naopak při oteplování může být teplota vzduchu vyšší než teplota ostění.

3 SROVNÁNÍ NAMĚŘENÝCH VÝSLEDKŮ V NUMERICKÉM MODELU

Při výpočtu vlivu těchto teplot bylo využito programového systému CESAR – LCPC, 2D modul. Modelování bylo prováděno pomocí metody konečných prvků na osově symetrickém modelu ostění tunelu Klimkovice. Do geometrie modelu byla zahrnuta i protiklenba a vozovka. Klenba tunelu byla proměnlivé tloušťky od 36 cm ve vrcholu klenby, v místě napojení na obslužný chodník je šířka klenby 60 cm. Sekundární ostění bylo přesně rozděleno na několik částí. Vzhledem ke srovnání výsledku bylo teplotní zatížení definováno předepsanou teplotou dle normy (směrnice DS 853) a dle výsledků měření. Hodnoty teploty byly zadávány na rub a líc povrchu ostění. Referenční teplota byla volena buď jako běžná teplota +15°C, nebo teplota 0°C. Pro měřené hodnoty se počítalo s předcházející dlouhodobou teplotou masívu a to +7 °C. Systém neumožňuje zadávat proměnné teploty v čase, tak jak tomu ve skutečnosti je, kdy se teploty v tunelu neustále mění během 24 hodin v závislosti na venkovní teplotě (den a noc). Pro zatížení byly použity konstantní hodnoty a výpočet

proběhnul ve 24 krocích s intervalem 3600 s. Během této doby se teploty v průřezu ustavily v závislosti na zadaných okrajových hodnotách, viz obrázek č. 4. Pro měřené hodnoty se maximální teplota zatížení líce sekundárního ostění stanovila na -2°C a rub na 0°C. Pro srovnání se směrnicí (DS 853) [10] bylo na lící zatížení -15°C a na rubu -5°C. Rozdělení teplot v průřezech je patrné z obr. č. 4. Teplota venkovního vzduchu zde nebyla uvažována. Toto rozdělení teplot v klenbě bylo načteno ze souboru do modelu umožňující výpočet napěťo-deformačních změn. Při výpočtu napětí se uvažuje s teplotním součinitelem roztažnosti materiálu ($\alpha = 5.10^{-6}$ 1/C°). Ve výsledcích napěťo-defomačního stavu se dají vyhodnotit průběhy napětí a deformací v klenbě, ale také průběh vnitřních sil v klenbě (výsledky jsou uvedený níže).

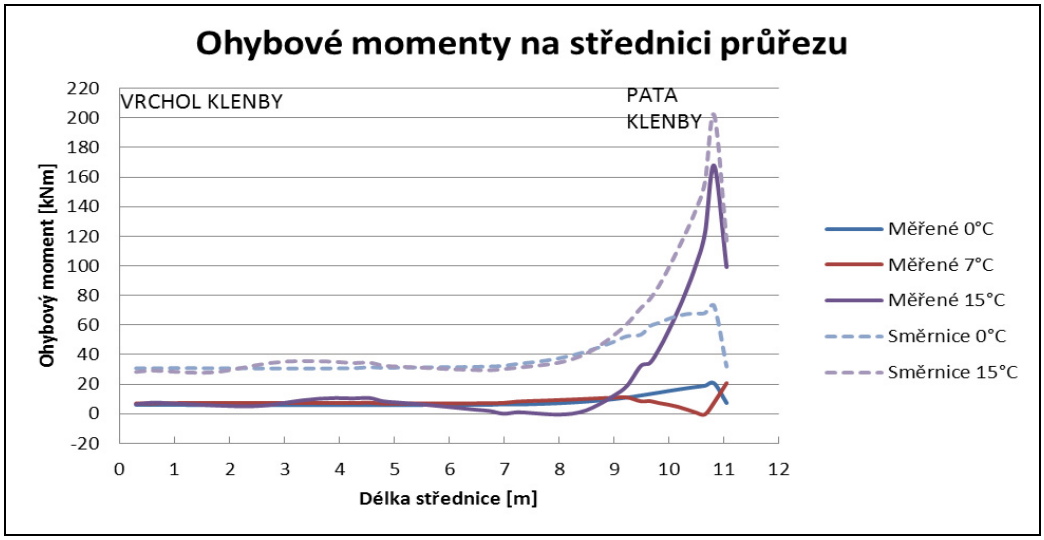


Obr. 4: Průběh teplot v ostění a vliv referrenční teploty

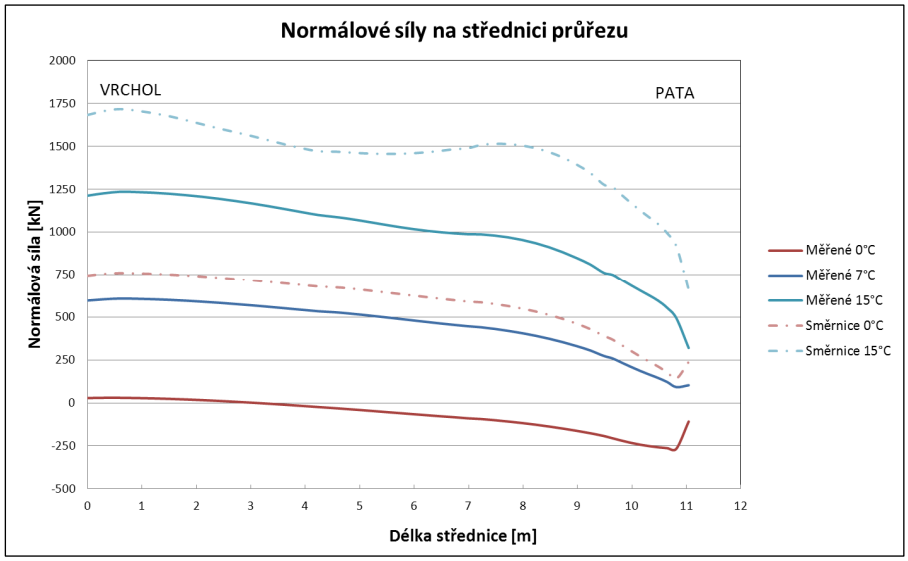
Průběh teplot v ostění je dán výpočtem v síti konečných prvků. Vlastnosti materiálu jsou charakterizovány součinitelem teplené vodivosti a objemovou tepelnou kapacitou. Ukázalo se, že vliv počáteční referenční teploty je na celkový průběh teplot v ostění poměrně zásadní. Při vysoké referenční teplotě není průběh zcela lineární. U měřených teplot (okrajové teploty vycházející z měření na tunelu) je tento vliv také patrný. Ve skutečnosti, ale teploty neustále kolísají v průběhu dne a noci, a proto tento linearizovaný průběh ne zcela odpovídá realitě.

Na velikosti ohybových momentů (obrázek č. 5) se projevilo rozdílné zatížení průřezu pro měřené hodnoty a hodnot dle směrnice. Při uvažování naměřených hodnot dochází ke snížení ohybových momentů až o 80%. Vliv rozdílné referenční teploty se příliš významně neprojevil. Průběhy normálových sil v ostění jsou uvdeny v obrázku č. 6.

Při výpočtu normálových sil byl opět zohledněn vliv referenční teploty. Na rozdíl od ohybových momentů jsou na průběhu normálových sil vidět rozdíly. Získané výsledky platí pro kombinaci zatěžovacích stavů, ve které se uvažuje vliv teploty a vlastní tíhy klenby. Všechny výsledky normálových sil jsou převážně kladné, to znamená, že průřez je tažený. Při větších rozdílech mezi lícem a rubem dochází k většímu namáhání. U měřených teplot zase platí, že čím vyšší referenční teplota tím je větší zatížení.



Obr. 5: Ohybové momenty v ostění na střednici



Obr. 6: Normálové síly v ostění na střednici

4 ZÁVĚR

Měření teplot a poměrných deformací v ostění tunelu Klimkovice jasně prokázalo jejich smysl a jejich potřebu pro exaktní vyhodnocení vlivu periodických změn oteplování a ochlazování tunelového ostění klimatickými jevy.

Získané poznatky rozvíjí a upřesňují pohled na vývoj, rozložení a hodnoty teplotního pole v tunelovém ostění.

Výsledky měření teplot poskytují pro statické řešení ostění hodnoty okrajových podmínek, kterými je definována časová závislost průběhu zatěžování ostění teplotními změnami.

Vystavení tunelového ostění dlouhodobým extrémně nízkým teplotám vnějšího ovzduší přineslo několik nových a zajímavých poznatků. Teploty v tunelovém ostění nedosáhly hodnot teplot vnějšího ovzduší, rozdíl činil až 10°C. Maximální rozdíl teplot mezi vnějším a vnitřním lícem tunelového ostění nepřekročil 2°C.

Výsledky výpočtů na matematickém modelu vykazují rozdíly při zatížení skutečnými hodnotami z měření a hodnotami danými směrnicí DS 853. Vnitřní síly indukované změnami teploty – ochlazením jsou malé a vyvolávají tahové namáhání průřezu ostění. Průběh teplot v průřezu ostění je ovlivňován počáteční (referenční) teplotou, což má vliv na výsledky vnitřních sil.

PODĚKOVÁNÍ

Práce byla podporována z prostředků koncepčního rozvoje vědy, výzkumu a inovací pro rok 2012 přidělených VŠB-TU Ostrava Ministerstvem školství, mládeže a tělovýchovy České republiky.

LITERATURA

[1] ĎURIŠ, L., ALDORF, J. Evaluation of the Klimkovice Tunel secondary lining temperature measurement results. In *Transport and City Tunnels - Underground construction Prague 2010*. Prague : Czech Tunelling Association ITA/AITES. 2010, s. 587-593

[2] ALDORF, J., ĎURIŠ, L., HRUBEŠOVÁ, E., VOJTASÍK, K., GÉRYK, J. Změny a sledování teplot v dopravních tunelech. *Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské - Technické univerzity Ostrava, řada stavební*, 2008, roč. 8, č. 1, s. 229-234. ISBN 1213-1962

[3] ŠOUREK, P., VÍTEK, J., ALDORF, J., ĎURIŠ, L. Experimentální měření definitivních tunelových ostění. *Beton: Technologie, konstrukce, sanace*. Praha: Česká betonářská společnost, ISSN 1213-3116, 2009, roč. 9, č. 5, s. 74-79.

[4] ĎURIŠ, L., ALDORF, J., HRUBEŠOVÁ, E., VOJTASÍK, K., GÉRYK, J. Vliv teplotních změn na napjatost v ostění podzemních děl. In *Geotechnika 2008 Geotechnics, konštrukcie, technológie a monitoring* - zborník 12. medzinárodnej konferencie. Stupava (Slovakia): ORGWARE. 2008, s. 349-354.

[5] LI, Chuan, Yong-Gui ZHAO, Hao LIU, Zhou WAN, Chen ZHANG a Ning RONG. Monitoring second lining of tunnel with mounted fibre Bragg grating strain sensors. *Automation in Construction*, 2008, roč. 17, č. 5, s. 641-644. ISSN 09265805. DOI: 10.1016/j.autcon.2007.11.001.

[6] PURKISS, J.A. Steel fibre reinforced concrete at elevated temperatures. *International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete*. 1984, roč. 6, č. 3, s. 179-184. ISSN 02625075. DOI: 10.1016/0262-5075(84)90006-X.

[7] EL-NAHHAS, F. Construction monitoring of urban tunnels and subway stations. *Tunnelling and Underground Space Technology*. 1992, roč. 7, č. 4, s. 425-439. ISSN 08867798. DOI: 10.1016/0886-7798(92)90073-Q.

[8] CHUNG, Hyung-Sik, Byung-Sik CHUN, Byung-Hong KIM a Yong-Jae LEE. Measurement and analysis of long-term behaviour of Seoul metro tunnels using the Automatic Tunnel Monitoring Systems. *Tunnelling and Underground Space Technology*. 2006, roč. 21, 3-4, s. 316-317. ISSN 08867798. DOI: 10.1016/j.tust.2005.12.032

[9] TANG, Guozhang a XinHua WANG. Effect of temperature control on a tunnel in permafrost. *Tunnelling and Underground Space Technology*. 2007, roč. 22, č. 4, s. 483-488. ISSN 08867798. DOI: 10.1016/j.tust.2005.11.007.

[10] Deutsche Bahn Richtlinie 853. *Eisenbahntunnel planen, bauen und instand halten.* Platná od 1. 6. 2002

Oponentní posudek vypracoval:

Doc. Dr. Ing. Jan Pruška, Katedra geotechniky, Fakulta stavební, ČVUT v Praze.

Doc. Ing. Vladislav Horák, CSc., Ústav geotechniky, Fakulta stavební, VUT v Brně.

Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské - Technické univerzity Ostrava
číslo 2, rok 2012, ročník XII, řada stavební
článek č. 12

Lukáš ĎURIŠ[1], Josef ALDORF[2], Marek MOHYLA[3]

MODELOVÁNÍ CHOVÁNÍ TUHÉHO PRVKU V PRIMÁRNÍM OSTĚNÍ

BEHAVIOR MODELING OF THE SOLID ELEMENT IN PRIMARY LINING

Abstrakt

Ražení podzemních děl je obecně spojeno s velkým množstvím rizik a problémů při samotné realizaci díla. Tyto rizika se snažíme minimalizovat vhodným přístupem a řešením. Nejrozšířenější metodou pro zajištění výrubu je použití stříkaného betonu. Samotný stříkaný beton nestačí a proto je potřeba ho vyztužit ocelovou výztuží. Pro vyztužení můžeme využít jak příhradové nosníky tak i například válcované profily. Změna tuhosti a deformací výztuže s tuhými nosníky bude předmětem článku.

Klíčová slova

Primární ostění, ocelový nosník.

Abstract

Underground works excavation is generally associated with a large number of risks and problems in the actual implementation of the work. They we try to minimize the risk of an appropriate approach and solution. The most widely used method for excavation support is the use of sprayed concrete. Sprayed concrete itself is not enough and therefore it needs to be reinforced with steel reinforcement. The reinforcement can be used as lattice girders or steel ribs. Changing the stiffness and deformation with rigid reinforcement beams will be subject of the paper.

Keywords

Primary lining, steel rib.

1 ÚVOD

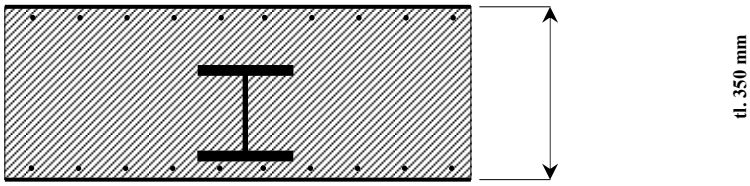
Pro primární vyztužení tunelů prováděných NRTM se používá stříkaný beton vyztužený ocelovými prvky. Základní vstupní veličinou pro matematické modelování primárního ostění je stanovení ohybové a normálové tuhosti ostění, což zejména u průřezu vyztužených tuhými válcovanými prvky (v současnosti např. tunel Jablunkov a dokončený tunel Dobrovského) může výrazně zkomplikovat řešení (další v [3],[4],[6],[7],[8]). Pro nahrazení takovéhoto vyztuženého průřezu průřezem homogenním je používána teorie ocelobetonu, kde homogenizace průřezu je prováděna podle vztahů [2] $b_{ci}=(b_c.E_c)/E_s$ a $A_{ci} = b_{ci}.h_c$ převádějících problém homogenizace na

[1] Ing. Lukáš Ďuriš, Katedra geotechniky a podzemního stavitelství, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava-Poruba, tel.: (+420) 597 321 948, e-mail: lukas.duris@vsb.cz.

[2] Prof. Ing. Josef Aldorf, DrSc., Katedra geotechniky a podzemního stavitelství, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava-Poruba, tel.: (+420) 597 321 944, e-mail: josef.aldorf@vsb.cz.

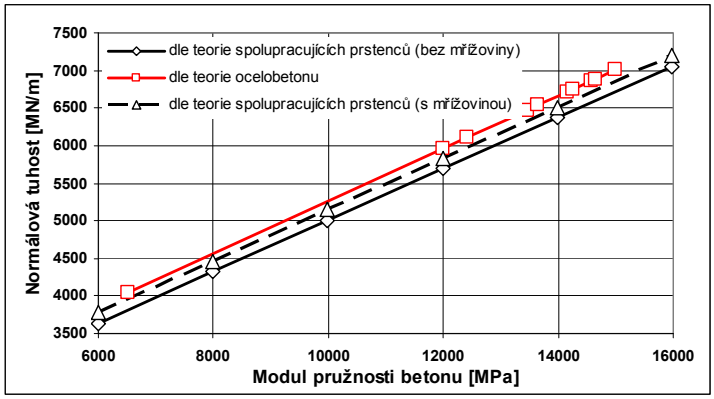
[3] Ing. Marek Mohyla, Katedra geotechniky a podzemního stavitelství, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava-Poruba, tel.: (+420) 597 321 948, e-mail: marek.mohyla@vsb.cz.

stejnorodý průřez s modulem pružnosti E_s, ze kterého jsou dále počítány průřezové veličiny J_x a další. Betonová část průřezu se redukuje v poměru E_c/E_s, což v zásadě definuje „spolupracující šířku“ betonové desky b_{ci} (ve smyslu spolupracující šířky T průřezu betonových trámů). Tento postup zejména u časově závislých modulů pružnosti betonu vede k potřebě opakování výpočtu s jinou hodnotou b_{ci}. V příspěvku [5] byl předložen alternativní přístup, využívající teorii nehomogenních spolupracujících prstenců podle Fotievové [1] homogenizující průřez ve vztahu k modulu pružnosti betonu. Tímto postupem byly v [5] stanoveny parametry např. ohybové a normálové tuhosti. Výsledek výpočtu normálové tuhosti je uveden na obrázku č. 2 a platí pro průřez ostění uvedený na obrázku č. 1.



beton SB 25, mřížovina 6x6x100,

Obr. 1: Primární ostění tunelu Dobrovského

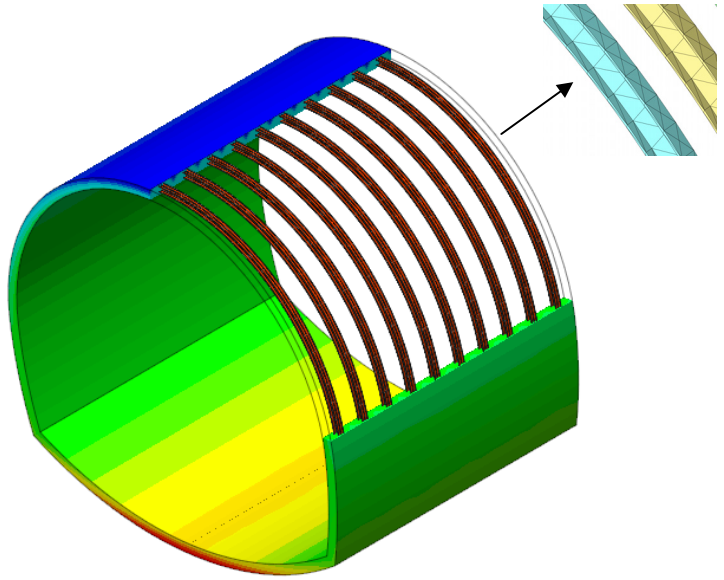


Obr. 2: Normálová tuhost s využitím homogenizovaného průřezu dle Fotievové pro průřez na obr. 1

Rozdíl tuhostí stanovených alternativním přístupem je menší než 3 %, což vyhovuje požadavkům na relevantnost statického řešení.

Účelem a cílem tohoto příspěvku je studium chování ostění vyztuženého tuhými profily (v našem případě HEB 200), stanovení reálné „spolupracující“ šířky betonové části průřezu a reálné rozdělení napětí v HEB i v betonové části průřezu. K tomuto cíli byl vytvořen prostorový model ostění s celkem 10 ks nosníků HEB 200 s roztečí 1,0 m (obr. 3) v podmínkách homogenního horninového prostředí. Toto prostředí odpovídá svým vlastnostem například místu vzniku havárie tunelu Jablunkov. Tyto podmínky byly voleny záměrně, vzhledem k obvyklému využití těchto válcovaných nosníků v geologicky obtížných podmínkách. Parametry horninového prostředí jsou uvedeny v tabulce č. 1. 3D model byl řešen s využitím programového systému Midas GTS v režimu pružnoplastického chování horninového prostředí.

Zvolený programový systém umožňuje poměrně detailně namodelovat příslušnou situaci. Velkou výhodou je možnost kontroly hustoty sítě konečných prvků pro jednotlivé prvky. Celý model obsahoval celkem přes 391 000 elementů a 70 800 uzlů. Hustota sítě dokáže velmi významně ovlivnit výsledky. Tvar primárního ostění je uveden na obrázku č. 3 včetně válcovaných nosníků.



Obr. 3: Schéma 3D modelu ostění

Tab. 1: Vstupní parametry modelu 3D

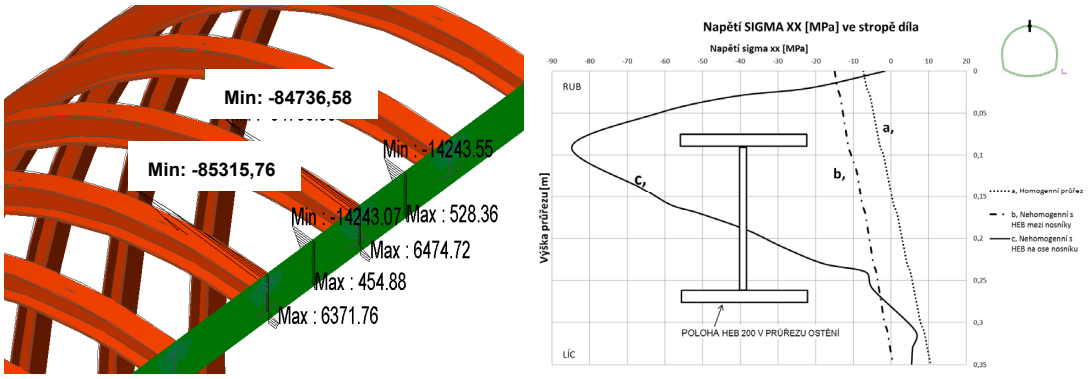
	Model	γ [kN.m^{-3}]	E [MPa]	ν [-]	c [kPa]	φ [°]
Hornina	M/C	21	10	0,35	10	22
Beton	Elastic	24	20 000	0,2	-	-
Ocel	Elastic	80	210 000	0,2	-	-

2 VÝSLEDKY ŘEŠENÍ OSTĚNÍ A JEJICH STRUČNÁ INTERPRETACE

Vložení velmi tuhého ocelového prvku do vrstvy betonu s přibližně 10× nižším modulem pružnosti se nutně projeví v poněkud modifikovaném chování celého ostění, ve kterém může docházet k relativním posunům opačného znaménka v ocelovém průřezu a v betonu (viz obr. č. 7), které mohou vést ke vzniku tahových trhlin na kontaktu přírub tuhého prvku a vrstvy betonu. Eliminaci tohoto nebezpečí musí zajistit vložená mřížovina na rubu i líci ostění. Vložení tuhého prvku také podstatně změní průběh normálového napětí v celém průřezu.

2.1 Rozdělení napětí v průřezu ostění s HEB 200

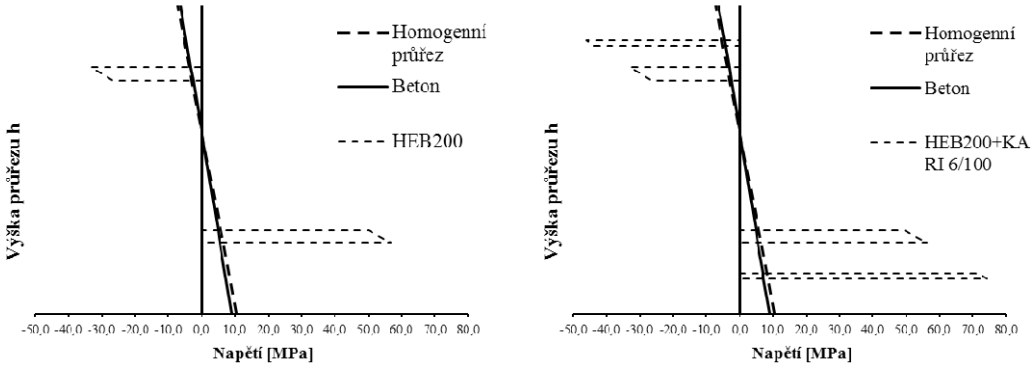
Vyhodnocení normálového napětí v průřezu ukazuje (obr. č. 4) výraznou nelinearitu s maximem v oblasti horní (rubové) příruby (obr. 4 čára c) ve srovnání s klasickým lineárním rozdělením, které je typické jak pro homogenizovaný průřez (obr. 4 čára a), tak pro homogenní betonový průřez mezi HEB (obr. 4 čára b).



Obr. 4: Průběhy normálových napětí po výšce průřezu

Ve srovnání s průběhem napětí s homogenizovaným průřezem po jeho přepočtu (obr. 5) je zřejmě, že 3D řešení dává poněkud příznivější výsledek, pokud jde o velikost tahového napětí v betonu na líci ostění (zejména mezi HEB - obr. 4b), naopak tlakové napětí v oceli horní příruby je cca 2x vyšší (obr. 4c) a prakticky eliminuje velikost tlakového napětí v betonu na zanedbatelnou hodnotu. Z hlediska velikosti vzniklých napětí v oceli je průřez na cca max. 40 % své únosnosti, z hlediska namáhání betonu mezi HEB na cca 50 %. Tento výsledek potvrzuje, že návrh ostění např. tunelu Jablunkov je dostatečně spolehlivý i pro nejméně příznivé horninové poměry a má dostatečnou rezervu únosnosti.

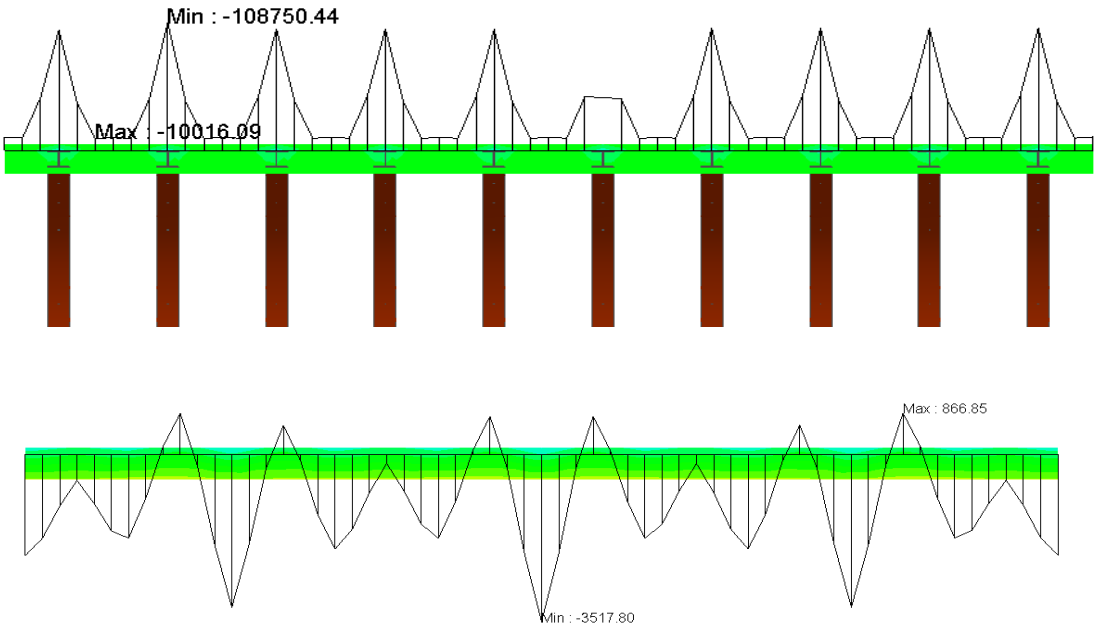
Rozdělení napětí v homogenizovaném průřezu ukazuje obr. 5, kde je uvažováno s použitím KARI sítí 6/100. V řešení 3D nebyly sítě uvažovány s ohledem na velikost úlohy a mimořádné nároky na výpočet.



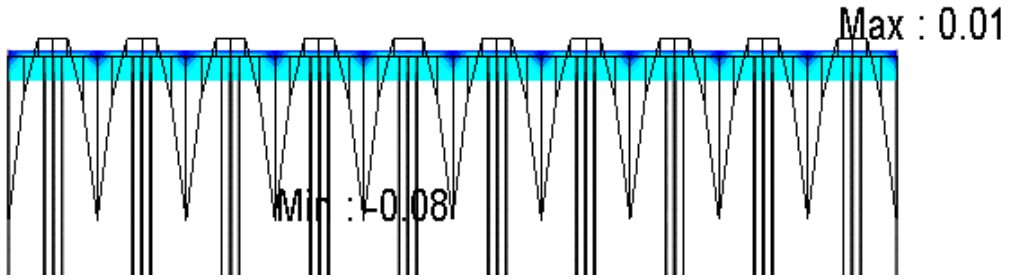
Obr. 5: Průběh napětí pro homogenizovaný průřez

2.2 Spolupůsobící šířka betonového průřezu

Z průběhu normálových (σ_{xx}), a tangenciálních napětí (σ_{yy}) po délce průřezu (obr. 6) i z průběhu přetvoření ostění po délce (obr. 7) je zřejmé, že v ostění dochází ke vzniku spolupůsobení části betonového průřezu s tuhým ocelovým prvkem HEB, obdobně jako je uvažováno v řešení tzv. T průřezu trámu s deskou, kde je spolupůsobící šířka desky stanovována z šířky trámu, rozpětí a rozteče trámů.



Obr. 6: Průběh napětí σ_{xx} a σ_{yy} po délce ostění



Obr. 7: Průběh svislých posunů po délce ostění

Z obr. č. 6 a č. 7 lze s velkou pravděpodobností dedukovat, že použití tuhých nosníků (HEB) v primárním ostění umožňuje uvažovat, že spolupůsobící šířka b_{ci} betonového průřezu s ocelovým prvkem má rozměr cca b_{ci} = 2,5 - 3 B, kde B je šířka příruby ocelového prvku, což neodpovídá šířce $b_{ci} = (b/E_s).E_b$ (podle teorie ocelobetonu), která je výrazně menší. Pro šířku příruby cca 200 mm činí b_{ci} = cca 0,5 - 0,6 m, což může znamenat výrazné zvýšení únosnosti ostění.

3 SHRNUTÍ A ZÁVĚRY

Simulované 3D řešení ostění vyztuženého tuhými prvky umožnilo provést pokus o zobecnění a formulovat předběžná doporučení pro statická řešení tohoto typu ostění:

a) pro stanovení ohybové a normálové tuhosti je vhodné aplikovat teorii spolupůsobících prstenců, která dává dostatečně spolehlivé výsledky ve srovnání s postupem z teorie ocelobetonu (nehomogenních nosníků);

b) pro výpočet únosnosti ostění doporučujeme uvažovat se spolupůsobící šířkou betonového průřezu b_{ci} = (2,5-3)B (B = šířka příruby tuhého prvku) a pro stanovení tuhosti tohoto prstence využít postup ad a);

c) ke stanovení rozdělení napětí v průřezu ostění je možno rovněž využít teorii spolupracujících prstenců s tím, že výsledek je částečně v rozporu se skutečným rozdělením napětí v průřezu. Hodnoty reálných napětí v ocelovém průřezu jsou v tlačené oblasti cca o 30-40 % vyšší, v oblasti tahových napětí v oceli je tomu naopak;

d) aplikace tuhých prvků o primárním ostění bez použití mřížoviny na rubu i líci prvku by vedla k porušování betonu na kontaktu přírub a betonu a jeho možnému opadávání.

PODĚKOVÁNÍ

Příspěvek byl vypracován s finanční podporou specifického vysokoškolského výzkumu pro rok 2012 s názvem projektu Analýza spolupráce a vlivu tuhého ocelového prvku v primárním ostění tunelů vedeným pod číslem SP2012/133.

LITERATURA

[1] BULYČEV, N. S. *Mechanika podzemnych sooruženij*. NEDRA, Moskva 1982

[2] ŠMIŘÁK, S. *Pružnost a plasticita I: pro distanční studium*. Vyd. 3., V Akademickém nakl. CERM 1. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2006, 210 s. ISBN 80-720-4468-0.

[3] PECHMAN, J. a kol. *Statický výpočet primárního ostění tunelu Dobrovského*. Amberg Engineering, Brno 2007

[4] ALDORF, J. *Mechanika podzemních konstrukcí*. Ostrava: Vysoká škola báňská - Technická univerzita, 1999, 410 s. ISBN 80-707-8695-7.

[5] ALDORF, J. HRUBEŠOVÁ, E., VOJTASÍK, K., ĎURIŠ, L. Alternativní způsob stanovení tuhosti betonového ostění vyztuženého válcovanými prvky. *Sborník 3. konference Beton v podzemních a základových konstrukcích*, ČBS Praha 2008

[6] BROX, D. a HAGEDORN, H., Extreme deformation and damage during the construction of large tunnels. *Tunnelling and Underground Space Technology*. 1999, roč. 14, č. 1, s. 23-28. ISSN 08867798. DOI: 10.1016/S0886-7798(99)00010-3.

[7] DALGIÇ, S., Tunneling in squeezing rock, the Bolu tunnel, Anatolian Motorway, Turkey. *Engineering Geology*. 2002, roč. 67, 1-2, s. 73-96. ISSN 00137952. DOI: 10.1016/S0013-7952(02)00146-1.

[8] ORESTE, P. P., Analysis of structural interaction in tunnels using the convergence-confinement approach. *Tunnelling and Underground Space Technology*. 2003, roč. 18, č. 4, s. 347-363. ISSN 08867798. DOI: 10.1016/S0886-7798(03)00004-X.

Oponentní posudek vypracoval:

Doc. Dr. Ing. Jan Pruška, Katedra geotechniky, Fakulta stavební, ČVUT v Praze.

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

Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské - Technické univerzity Ostrava
číslo 2, rok 2012, ročník XII, řada stavební
článek č. 13

Zdeněk KALÁB[1]

ÚVODNÍ STUDIE HODNOCENÍ VIBRACÍ VYVOLANÝCH VĚTRNOU TURBÍNOU

AN INITIAL STUDY EVALUATING VIBRATION EFFECTS OF WIND TURBINE

Abstrakt

Jedním z negativních vlivů větrných elektráren na okolní prostředí jsou vibrace. V článku je představen výsledek analýzy experimentálního seizmologického měření ve větrném parku Horní Loděnice – Lipina. Časově-frekvenční spektra záznamů naměřených v okolí jedné z elektráren ukazují při ustáleném větru na generování harmonických kmitů do okolí. V článku jsou uvedeny výsledky této analýzy.

Klíčová slova

Větrná elektrárna, seizmické vibrace, časově-frekvenční spektrum.

Abstract

Seismic vibrations represent one of the negative influences of wind turbines on their surroundings. Results of analysis of experimental seismological measurement performed in Horní Loděnice – Lipina wind farm are presented in this paper. Time-frequency spectra calculated from measured wave patterns realized around one wind turbine documented generation of harmonic waves into massif. Results of this analysis are presented in this contribution.

Keywords

Wind turbine, seismic vibration, time-frequency spectrum.

1 ÚVOD

Energie z větrných elektráren patří k populárním obnovitelným zdrojům energie. V České republice je v současnosti evidováno více než 150 větrných elektráren a několik desítek malých větrných elektráren využívaných pro vlastní potřebu majitelů, http://csve.cz/ (jaro 2012). V roce 2011 vyrobily tyto elektrárny téměř 400 GWh. Větrné turbíny používané v ČR jsou několika typů, stojí samostatně, v malých skupinách nebo tvoří tzv. větrné parky (farmy). Situaci větrných elektráren v ČR lze najít např. v [5, 7, 11].

Pozitiva z provozu větrných elektráren lze shrnout do následujících bodů (např. [17] energetická nezávislost větrných elektráren, nenákladnost na palivo, podpora šetření energetických neobnovitelných zdrojů, žádná produkce emisí, žádná produkce odpadů a záření, produkce bez dovozu a těžby energetických zdrojů.

Častěji než pozitiva se však diskutují negativní vlivy. Odpůrci tohoto způsobu výroby elektrické energie poukazují na vizuální a akustické rušení ptáků a netopýrů, kolize létajících živočichů s rotujícími vrtulemi, zásah do biotopů živočichů a rostlin, hluk (infrazvuk

[1] Prof. RNDr. Zdeněk Kaláb, CSc., Katedra geotechniky a podzemního stavitelství, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Poděště 1875/17, 708 33 Ostrava-Poruba, tel.: (+420) 597 321 948, e-mail: zdenek.kalab@vsb.cz.

i nízkofrekvenční hluk), vibrace, stroboskopický efekt a odhazování ledu z lopatek turbíny. Zřejmě nejdiskutovanějším problémem je změna krajinného rázu.

Jedním z následků budování těchto objektů jsou též vibrace, které se šíří do okolního prostředí např. [1, 4, 12]. Známé vibrační studie se zpravidla věnují pouze rotoru vrtule a stožárové konstrukci, např. [2, 8]. Sporadicky jsou uváděny informace o nízkofrekvenčních vibracích v okolí větrných elektráren. Avšak vibrace, zvláště pod 20 Hz, jsou velmi účinně přenášeny horninou, zeminou a též základovými konstrukcemi budov. V současné době nejsou známy podrobnější informace o experimentálních měřeních a interpretacích, které by podrobněji zhodnotily pole vibrací v okolí větrné elektrárny, příp. větrné farmy. V tomto článku jsou představeny výsledky experimentálního měření, které bylo realizováno ve větrném parku Horní Loděnice - Lipina.

2 POPIS LOKALITY

Větrný park Horní Loděnice – Lipina v Olomouckém kraji (obr. 1) má celkem devět větrných elektráren typu Vestas V90 – 2 MW. Jeho provozovatelem je firma Větrná energie HL s.r.o. Park se v evropském měřítku řadí mezi menší větrné parky, přesto se ale jedná o největší zrealizovaný projekt na Moravě a druhý největší projekt v České republice. Jako první při výstavbě začaly práce na komunikacích, základech a kabelové trase a trafostanici v roce 2008. Samotná montáž elektráren započala v roce 2009 a spočívala v montáži ocelových stožárů a následném usazení turbín (strojoven). Těchto devět větrných elektráren je schopno ročně vyrobit 43 000 000 kWh, při čemž ušetřené roční emise činí 43 000 tun CO_2, 80 tun SO_2 a 70 tun NOx. Roční ušetřené emise polétavého prachu jsou 3 tuny (podle místní informační cedule).

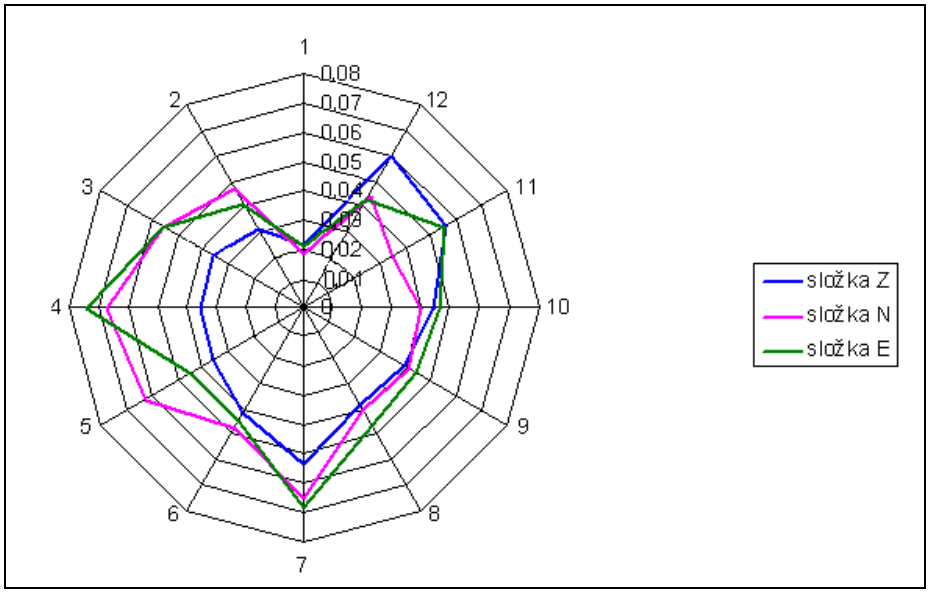
Obr. 1: Satelitní mapa větrného parku u Horní Loděnice (výsek mapy z maps.google.cz)

Lokální geologická stavba lokality je reprezentována jílovitými břidlicemi, prachovci a drobami moravsko-slezského paleozoika. Jedná se o zpevněné sedimenty, zpravidla drobnozrnné nebo středně zrnité. Tyto sedimenty mají rychlost šíření podélných seizmických vln v rozmezí 1,5 až 4,5 $km.s^{-1}$. Lokálně lze nalézt křemité břidlice se silicity, vápnité pískovce až písčité vápence, křemité pískovce, slepence a brekcie (geologická stavba podle Internetu: Geologické a geovědní mapy [6]). Na povrchu je málo mocná vrstva jílovitých hlín.

3 EXPERIMENTÁLNÍ MĚŘENÍ

Experimentální měření vibračních projevů bylo realizováno v roce 2011 - primární data byla použita v bakalářské práci Stašové [18]. Měření bylo realizováno komerčními stanicemi typu GAIA se senzory ViGeo2; vzorkovací frekvence digitálních dat byla 250 Hz, frekvenční rozsah seizmického kanálu 2 – 80 Hz, čas aparatur byl synchronizován dle časového normálu GPS. Měření s kontinuálním záznamem dat proběhlo na několika profilech, při všech bylo zvoleno paprskové uspořádání senzorů - vodorovná radiální složka N senzorů byla směrována k patě větrné elektrárny. Doba měření na jednotlivých bodech byla nejméně 10 minut, aby byl získán dostatečně dlouhý záznam nejen pro odečet maximální rychlosti kmitání, ale také pro detailní časově-frekvenční analýzu (představena v tomto příspěvku).

V bezprostřední blízkosti zvolené větrné elektrárny (49°45'12.582"N 17°21'22.324"E) byla provedena měření na dvou polopřímkových profilech s rozestupem jednotlivých bodů měření 2 m. První bod byl situován ve vzdálenosti 1 m, poslední ve vzdálenosti 25 m od paty stožáru. Senzory byly usazeny přímo na zemině, v místě plochy před stožárem elektrárny na zhutněný štěrk. Jeden profil byl veden kolmo na rovinu listů vrtule větrné turbíny, druhý profil byl veden v rovině listů vrtule. Primární interpretace v časové oblasti potvrdila rychlý útlum vibrací v závislosti na vzdálenosti od paty stožáru. Maximální naměřené hodnoty rychlosti kmitání dosáhly téměř 0,07 $mm.s^{-1}$ v nejmenší měřené vzdálenosti 1 m od paty stožáru; ve 12 m byly vyvolané vibrace pod hodnotou 0,01 $mm.s^{-1}$. Hodnoty na jednotlivých složkách byly srovnatelné. Lokální seizmický neklid se pohyboval řádově v prvních tisících $mm.s^{-1}$. Je nutno uvést, že vítr byl po dobu měření víceméně konstantní se slabými závany, taktéž rovnoměrná byla i rychlost otáčení listů vrtule (cca 12 otáček za minutu, frekvence 0,2 Hz). Další profil tohoto měření byl realizován jako kruhový ve vzdálenosti 3 m od paty stožáru (obr. 2, převzato z [18]). Maximální hodnoty rychlosti kmitání se nacházely v rozsahu 0,03 až 0,07 $mm.s^{-1}$. Rovina listů vrtule je v rovině označené čísly 1-7 (viz obr. 2). Z výsledků tohoto měření nebylo možno prokázat zvýšené seizmické účinky v některém ze směrů, například v rovině listů vrtule či rovině kolmé. Nižší naměřené hodnoty v bodě 1 jsou pravděpodobně důsledkem podmáčení místa se senzorem. Dále byla realizována i bodová měření na vybraných bodech, např. na schodech vedoucích do stožáru.



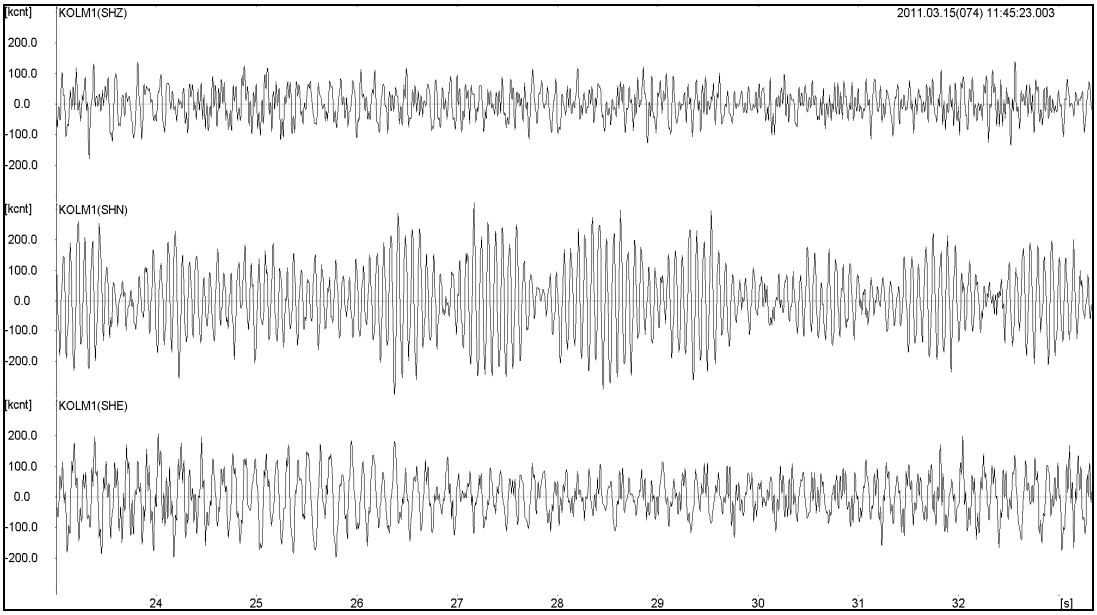
Obr. 2: Maximální hodnoty rychlosti kmitání [$mm.s^{-1}$] v jednotlivých bodech kruhového profilu ve vzdálenosti 3 m od paty stožáru větrné elektrárny pro jednotlivé složky – geografická orientace senzorů, označeno Z, N, E (převzato z [18])

4 ČASOVĚ-FREKVENČNÍ ANALÝZA NAMĚŘENÝCH DAT

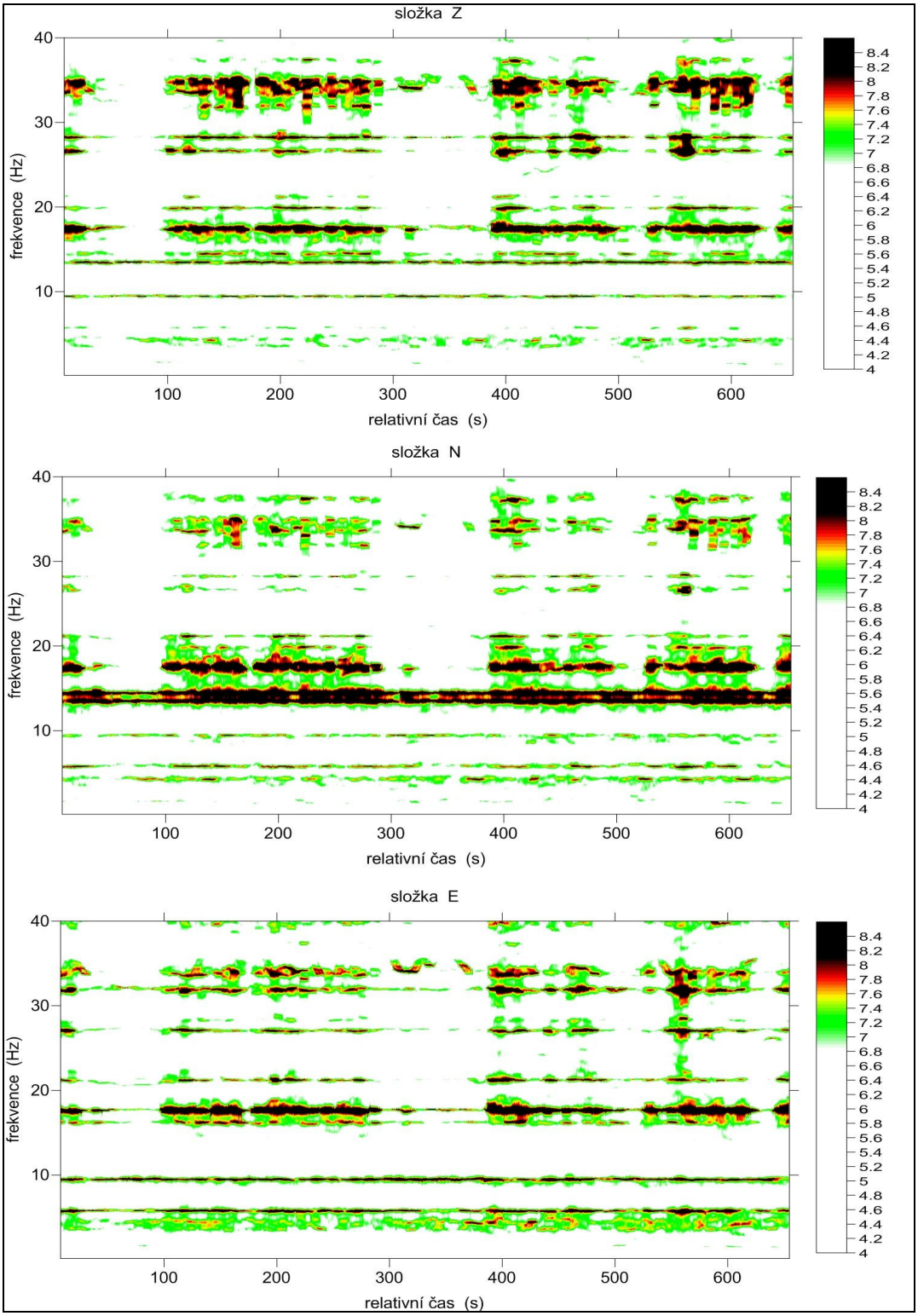
K interpretaci dat v časově-frekvenční oblasti byl použit specializovaný software SpectraAnalyzer vyvinutý na zpracování časových řad [14, 9]. Metodika zpracování dat vychází z Fourierovy a waveletové analýzy. Parametry programu a signálu (vzorkovací frekvence zpracovávaného signálu, počet a rozsah frekvenčních hladin rozkladu, typ použitého mateřského waveletu, frekvence nevzorkovaného signálu atd.) jsou stanovovány interpretátorem v závislosti na požadovaném výstupu zpracování a parametrech naměřeného vstupního signálu. Musí být zachována obecná pravidla, např. Nyquistův-Shannonův vzorkovací teorém.

V následujícím textu je pro prezentaci použito časově-frekvenčního rozkladu signálu; na vodorovné ose je vynesen čas v sekundách, na svislé ose frekvence signálu v jednotkách Hz a barevná škála představuje hustotu frekvence (tato škála není jednotná pro všechny obrázky).

Záznam na obr. 3 je vlnový obraz vibrací, který byl získán při umístění senzoru na kovovém schodišti vedoucím do stožáru elektrárny (plošina u stožáru cca 2 m nad zemí). Časově-frekvenční rozklad části zaznamenaného signálu je na obr. 4. Protože nebyla prováděna speciální měření, ale pouze měření běžnou metodikou s cílem získat informace pro stanovení maximálních hodnot rychlosti kmitání, není možno provést přesné stanovení zdrojů jednotlivých dominantních frekvencí. První dominantní frekvencí v rozkladech je hodnota cca 9 Hz a násobky této hodnoty. Nejvýznamněji je projev detekovatelný na složkách vertikální a horizontální transversální. Na složce horizontální radiální dominuje frekvence cca 14 - 15 Hz. K výraznějším kmitům lze přiřadit i hodnotu cca 35 Hz. Tyto převládající hodnoty frekvencí mohou představovat projev kmitání stožáru s betonovým základem, pravděpodobně jde také o vibraci vyvolanou rezonancí kovového schodiště.

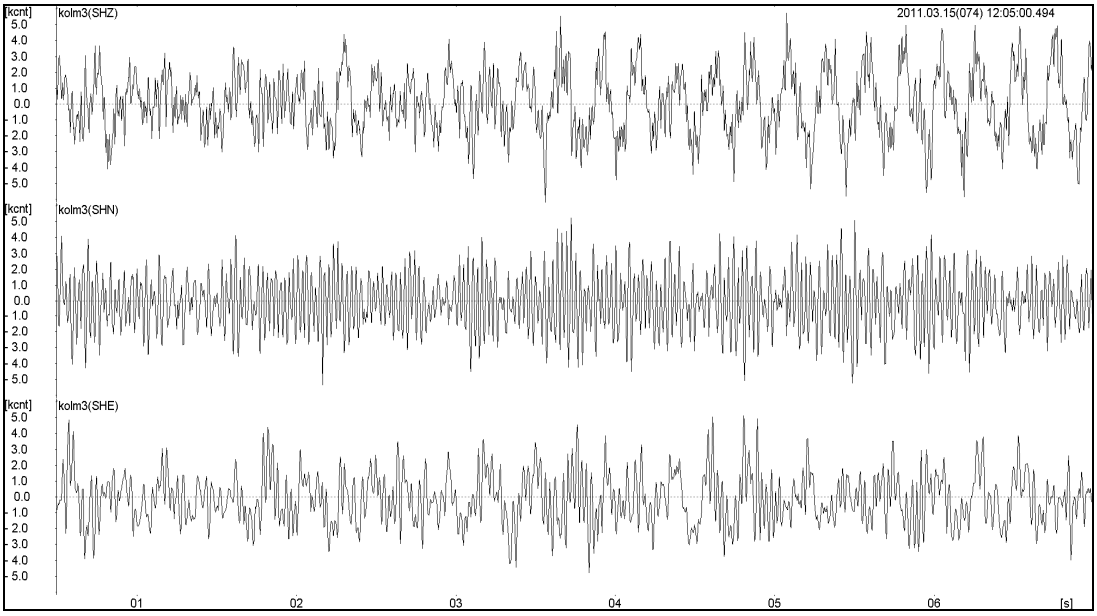


Obr. 3: Část záznamu vibrací naměřeného na schodišti vedoucím do stožáru elektrárny; vodorovná osa – časové značky, svislé osy – amplituda rychlosti kmitání ve vzorkovacích jednotkách (1 kcnt = $2{,}975*10^{-3}$ mm.s^{-1}, tj. rozsah 200 kcnt = 0,595 mm.s^{-1}), shora dolů složky: svislá Z, horizontální radiální N a horizontální transversální E (ze software SWIP)



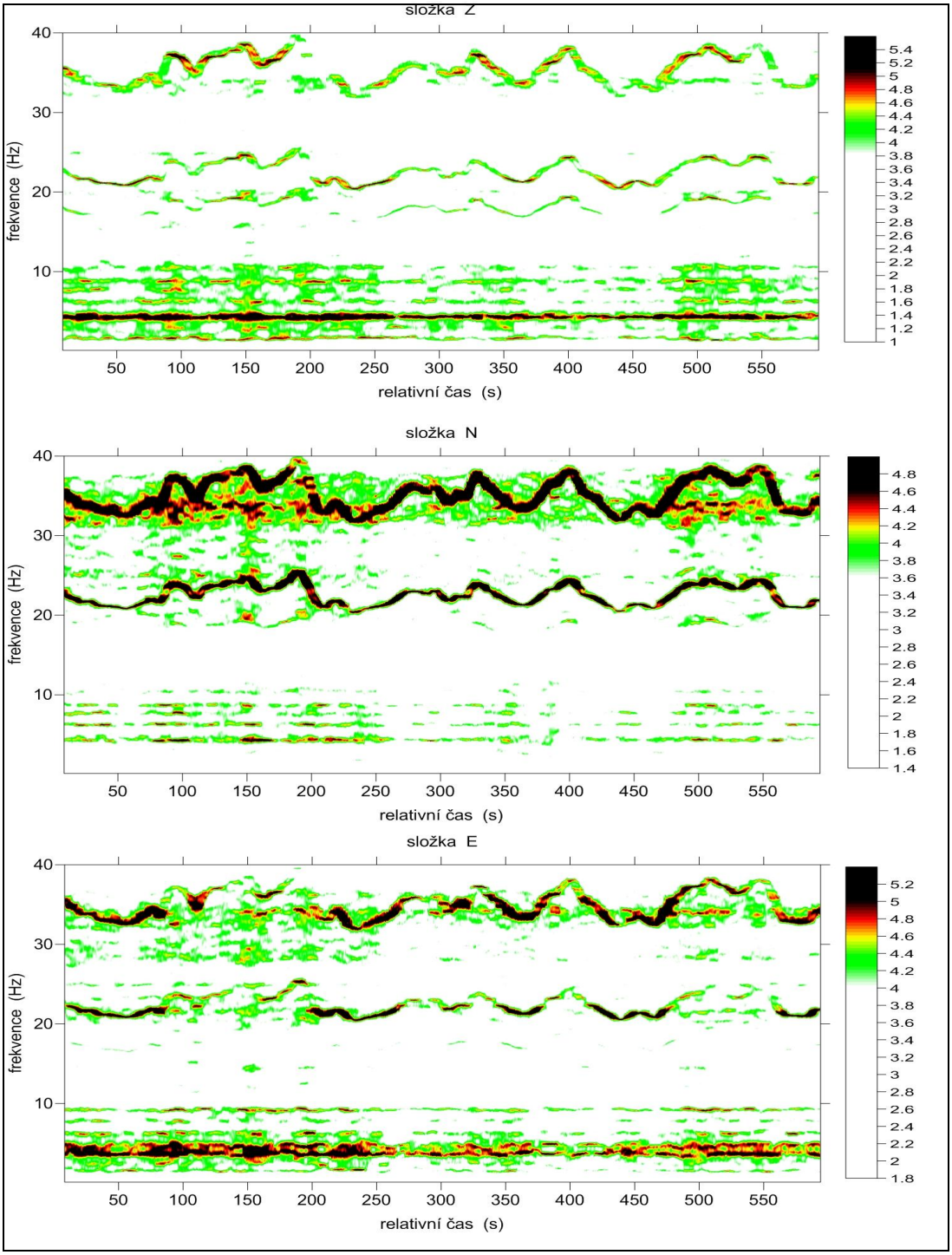
Obr. 4: Časově-frekvenční spektrum části záznamu vibrací naměřeného na schodišti vedoucím do stožáru elektrárny; vysvětlivky viz text

Druhý analyzovaný záznam pochází ze stanoviště vzdáleného 3 m od paty stožáru, senzor byl uložen na hlínu, z níž byl odstraněn travnatý porost. Lze předpokládat, že jde o nepříliš mocnou vrstvu zeminy navezené na betonový armovaný základ větrné elektrárny (zpravidla plocha 15x15 m). Záznam vibrací je na obr. 5, časově-frekvenční spektrum je na obr. 6. Také na tomto stanovišti dominuje na vertikální a horizontální transversální složce nižší převládající frekvence (cca 5 Hz) než na složce horizontální radiální (cca 22 Hz a 32 Hz). Tyto vyšší hodnoty, které jsou detekovatelné v časově-frekvenčních spektrech všech tří složek, nemají zcela stabilní hodnotu. Pozvolná změna probíhá v rozmezí cca 5 Hz, tvar vzniklých křivek je identický.

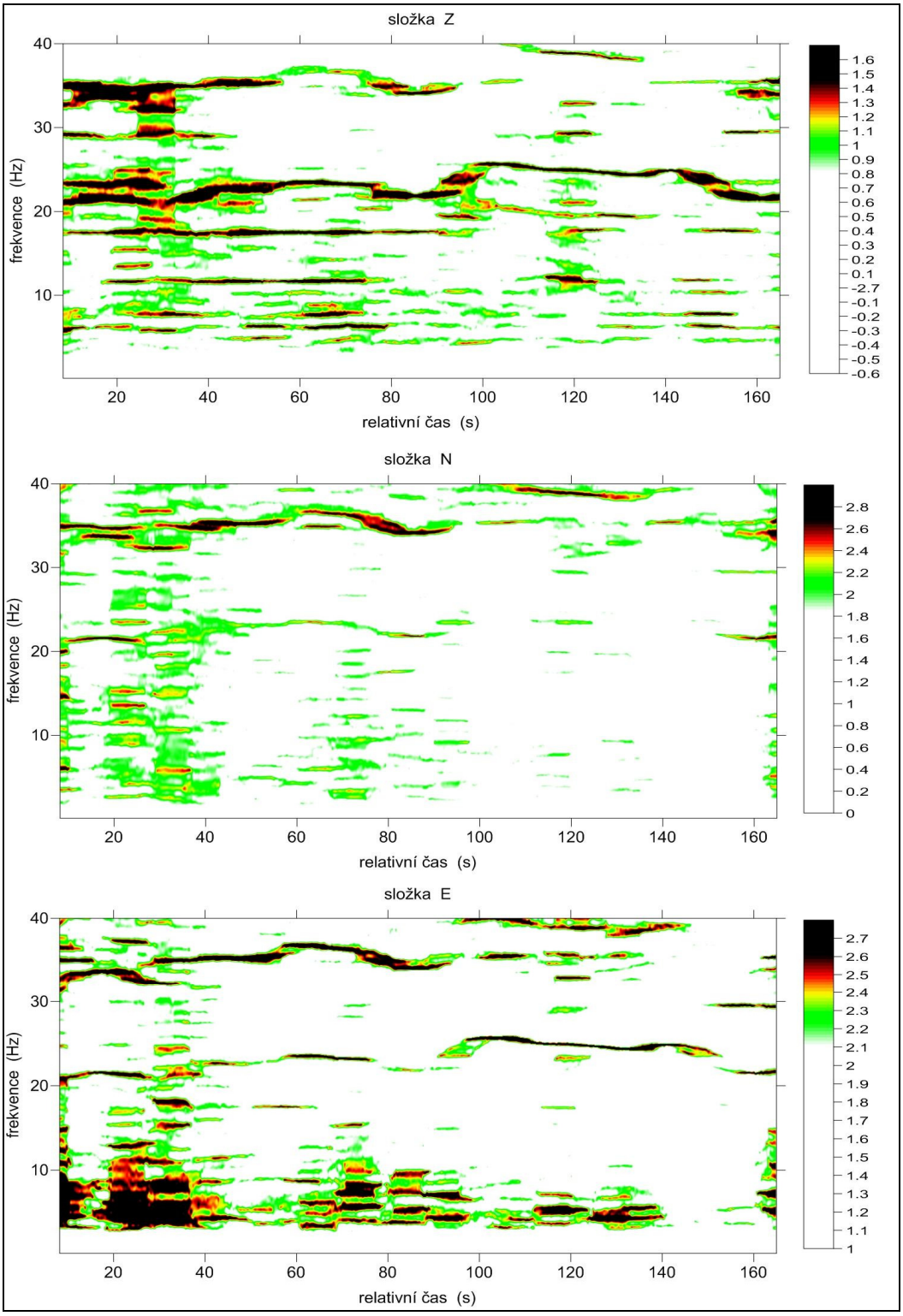


Obr. 5: Část záznamu vibrací naměřeného 3 m od paty stožáru; vodorovná osa – časové značky, svislé osy – amplituda rychlosti kmitání ve vzorkovacích jednotkách (1 kcnt = $2{,}975*10^{-3}$ mm.s^{-1}, tj. rozsah 5 kcnt = 0,015 mm.s^{-1}), shora dolů složky: svislá Z, horizontální radiální N a horizontální transversální E (ze software SWIP)

Poslední časově-frekvenční spektrum (obr. 7) pochází ze stanoviště, které se nacházelo ve vzdálenosti 100 m od větrné elektrárny. Hodnoty rychlostí kmitání jsou na nízké úrovni, v této vzdálenosti již projevy rezonance stožáru elektrárny, příp. jiných prvků elektrárny jsou těžce identifikovatelné nebo nejsou detekovatelné vůbec. Slabý projev harmonických kmitů lze sledovat na 22 Hz a 32 Hz, vlny opět nemají stabilní hodnotu.



Obr. 6: Časově-frekvenční spektrum části záznamu vibrací naměřeného na schodišti vedoucím do st3ožáru elektrárny; vysvětlivky viz text



Obr. 7: Časově-frekvenční spektrum části záznamu neklidu ve větší vzdálenosti od elektrárny; vysvětlivky viz text

5 ZÁVĚR

Cílem tohoto příspěvku bylo představit výsledky měření seizmického zatížení vyvolaného provozem větrné elektrárny v jejím okolí. Tato seizmicita spadá do kategorie technických vibrací, které jsou zvláště v poslední době původcem zneklidnění obyvatelstva a někdy též zdrojem poškození stavebních objektů, např. [16, 10, 13, 15 a další]. Interpretace naměřených dat byla provedena jak v časové, tak i časově-frekvenční oblasti. Nejsou měřeny a hodnoceny vlastní vibrace stožáru a jednotlivých konstrukčních prvků větrné turbíny, což je problematika spadající do oblasti vibrací konstrukcí (např. [3]).

Experimentální seizmologické měření proběhlo na lokalitě Horní Loděnice – Lipina v Olomouckém kraji. V okolí jednoho ze stožárů v tomto větrném parku byly pořízeny záznamy projevů vibrací na třech různě orientovaných profilech při víceméně konstantním větru se slabými závany. Tyto závany se zřejmě projevují v záznamech jako významnější zvyšování seizmického neklidu a též některých harmonických složek v signálu. Maximální naměřené hodnoty rychlosti kmitání dosáhly téměř 0,07 $mm.s^{-1}$ v nejmenší měřené vzdálenosti 1 m od paty stožáru; ve 12 m byly vyvolané vibrace pod hodnotou 0,01 $mm.s^{-1}$. Rychlost otáčení vrtule byla 0,2 Hz. Podrobnější vyhodnocení záznamů v časové oblasti zde není prezentováno, neboť bylo náplní citované bakalářské práce [18].

Časově-frekvenční analýza naměřených seizmologických dat (ve frekvenčním rozsahu seizmického kanálu 2-80 Hz) ukázala existenci dominantních harmonických frekvencí, a to zvláště v malých vzdálenostech od paty stožáru, případně při umístění senzoru na kovovém schodišti vedoucím do stožáru. Výsledky této analýzy jsou dokladovány příklady záznamů vlnových obrazů vyvolaných vibrací a také časově-frekvenčními spektry (výstup z programu SpectraAnalyzer). V nejbližším okolí stožáru převládají vibrace s harmonickou frekvencí cca 5 Hz, dále pak jsou významné vibrace s frekvencemi cca 22 Hz a 32 Hz. Při měření na schodech vedoucích do stožáru převládala frekvence 9 Hz, což zřejmě souvisí s vibrací stožáru či schodů. Ve vzdálenosti 100 m od větrné elektrárny jsou naměřené hodnoty rychlostí kmitání na nízké úrovni – na úrovni běžného seizmického neklidu. Lokální geologická stavba byla v místě měření víceméně stejná a nezpůsobila detekovatelnou změnu naměřených dat.

Článek shrnuje poznatky pouze z jednoho měření. Po získání většího souboru dat v různých lokalitách bude možno realizovat podrobnější studie vlnového pole v okolí větrné elektrárny v závislosti na změně parametrů zeminového či horninového prostředí. Je plánováno také experimentální měření rotačních pohybů [19, 20]. Tato měření také poskytnou vstupní data pro numerické modelování daného problému.

PODĚKOVÁNÍ

Práce byly podporovány z prostředků koncepčního rozvoje vědy, výzkumu a inovací pro rok 2012 přidělených VŠB-TU Ostrava Ministerstvem školství, mládeže a tělovýchovy České republiky.

LITERATURA

[1] URL: <http://www.bettergeneration.com/wind-turbines/wind-turbines-noise-and-vibration.html> [cit. 2012-08-27]

[2] URL: <http://www.humusoft.cz/archiv/clanky/comsol/2011-mm-prum-spektrum-11/> [cit. 2012-08-27]

[3] URL: <http://www.pruftechnik.com/fileadmin/user_upload/COM/Machinery_Service/PDFs/Article_Overall_vibration_values_for_reliable_wind_turbines.pdf > [cit. 2012-08-27]

[4] URL: <http://reliabilityweb.com/index.php/articles/vibration_analysis_of_wind_turbines> [cit. 2012-08-27]

[5] URL: <http://www.vetrne-elektrarny.com> [cit. 2012-08-27]

[6] URL: <http://www.geologicke-mapy.cz/regiony/> [cit. 2012-08-27]

[7] CETKOVSKÝ, S., FRANTÁL, B., ŠTEKL, J. *Větrná energie v České republice.* 1. vyd. Brno : Ústav geoniky Akademie věd ČR,v.v.i., 2010. 208 pp. ISBN 978-80-86407-84-5.

[8] HANSEN, M.H. Improved Modal Dynamics of Wind Turbines to Avoid Stall-induced Vibrations. *Wind Energ.* 2003, No.6, pp. 179–195. http://onlinelibrary.wiley.com/doi/10.1002/we.79/pdf

[9] KALÁB, Z., LEDNICKÁ. M., LYUBUSHIN, A.A. Processing of Mining Induced Seismic Events by Spectra Analyzer Software. *Górnictwo i geologia. Kwartalnik*. 2011, tom 6, zeszyt 1, pp. 75-83. PL ISSN 1896-3145.

[10] KALÁB, Z., LEDNICKÁ. M., KOŘÍNEK, R., HRUBEŠOVÁ, E. Influence of Local Geological Pattern on Values of Vibrations Induced by Road Traffic. *Acta Geophys*.. 2012, Vol. 60, No. 2., pp. 426-437. ISSN 1895-6572 (print version)

[11] KAMINSKÝ, J. Důsledky provozu větrných elektráren. *Efektivní energetika.* 2010, VIII, 1, pp. 26-30.

[12] KUSIAK, A., ZHANG, Z. *Analysis of Wind Turbine Vibrations Based on SCADA Data. Transactions of the ASME*. http://css.engineering.uiowa.edu/~ankusiak/Journal-papers/ASME_Solar_paper_2.pdf

[13] LEDNICKÁ, M., KALÁB, Z. Hodnocení vibrací během výstavby štětovnicové stěny v zastavěné oblasti. *Geotechnika*. 2011, roč. 14, č. 3/2011, pp. 16-21. ISSN 1211-913X

[14] LYUBUSHIN, A.A. *Geophysical and Ecological Monitoring Systems Data Analysis*. Nauka, Moscow, 2007. 228 pp. (in Russian). ISBN 5-02-034063-4.

[15] PANDULA, B., KONDELA, J., MIHALÍK, R., KAMENSKÁ, K. Použitie zákona útlmu seizmických vĺn v technickej seizmicitě. *Sborník vědeckých prací VŠB-TUO*, 2010, č. 2., roč. X, řada stavební, pp. 91-102. ISSN 1213-1962.

[16] PETŘÍK, T., LEDNICKÁ, M.,. KALÁB, Z.,HRUBEŠOVÁ, E. Analysis of Technical Seismicity in the Vicinity of Reconstructed Road. *Transactions of the VŠB – Technical University of Ostrava, Civil Engineering Series,* No. 1, 2012, Vol. XII, paper #5, 10 pp. ISSN 1804-4824 (On Line)

[17] SOCHÁŇ, P. *Vplyvy veterných elektrární na životné prostredie : Hluk, stroboskopický vplyv, námrazy, vplyvy na prírodné prostredie, krajinu, vtáctvo, netopiere, cicavce a ďalšie*. In *Veterná energia SR*, Bratislava, 2008. 17pp.

[18] STAŠOVÁ, V. *Vliv vibrací větrných elektráren na okolní krajinu.* Ostrava, 2011, 41 pp. Bakalářská práce na VŠB – Technická univerzita Ostrava, HGF. Vedoucí práce Zdeněk Kaláb.

[19] KNEJZLÍK, J., KALÁB, Z., RAMBOUSKÝ, Z.: Concept of Pendulous S-5-S Seismometer Adaptation for Measurement of Rotational Ground Motion. *Journal of Seismology*. 2012, DOI 10.1007/s10950-012-9279-6.

[20] KALÁB, Z., KNEJZLÍK, J.: Examples of rotational component records of mining induced seismic events from Karviná region. *Acta Geodyn. Geomater.*, 2012, Vol. 9, No. 2(166), pp. 173-178. ISSN 1214-9705.

Oponentní posudek vypracoval:

Ing. Aleš Poláček, CSc., Institut geologického inženýrství, HGF, VŠB-TU Ostrava.

Mgr. Julian Kondela, PhD., Ústav geovied, fakulta BERG, TU v Košiciach.

Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské - Technické univerzity Ostrava
číslo 2, rok 2012, ročník XII, řada stavební
článek č. 14

Hynek LAHUTA[1], Eva HRUBEŠOVÁ[2], Robert KOŘÍNEK[3], Josef ALDORF[4], Lukáš ĎURIŠ[5], Miroslav PINKA[6]

MODELOVÁ ANALÝZA VLIVU UKLÁDÁNÍ VEDLEJŠÍCH ENERGETICKÝCH ODPADŮ NA STABILITU VNITŘNÍ VÝSYPKY DOLU BÍLINA

MODEL ANALYSIS OF THE IMPACT OF COAL POWER PLANT WASTE STORAGE ON THE STABILITY OF INTERNAL DUMP BÍLINA

Abstrakt

Ukládání vedlejších energetických produktů z uhelných elektráren představuje aktuální problém, který bylo potřeba řešit i v případě plánované výstavby nového energetického zdroje s výkonem 600 MW. V tomto konkrétním případě bylo zvoleno ukládání vedlejších energetických odpadů do vnitřní výsypky Dolu Bílina. Cílem příspěvku je s využitím metod matematického modelování ověřit stabilitu zmíněné výsypky, a to především s ohledem na případný negativní vliv zbytkové vody z technologického procesu ukládání vedlejších energetických produktů. Současný projektovaný dlouhodobý stav výsypky nepočítá se saturací vodou z dalších technologických procesů, která by podstatným způsobem mohla změnit vlastnosti a chování výsypkového tělesa.

Klíčová slova

Vedlejší energetické produkty, výsypka, zbytková voda, matematický model, stupeň stability.

Abstract

The coal power plant waste storage represents the current problem, which had to be solved in the case of the planned construction of a new power plant of 600 MW. In this particular case there is assumed waste storage into the internal dump Bílina. The main goal of this paper is to verify the stability of the mentioned dump, focused on the possible negative impact of residual water from the

[1] doc. Dr. Ing. Hynek Lahuta, Katedra geotechniky a podzemního stavitelství, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava-Poruba, tel.: (+420) 597 321 946, e-mail: hynek.lahuta@vsb.cz.

[2] doc. RNDr. Eva Hrubešová, 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] doc. Ing. Robert Kořínek, CSc., Katedra geotechniky a podzemního stavitelství, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava-Poruba, tel.: (+420) 597 321 942, e-mail: robert.korinek@vsb.cz.

[4] Prof. Ing. Josef Aldorf, DrSc., Katedra geotechniky a podzemního stavitelství, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava-Poruba, tel.: (+420) 597 321 944, e-mail: josef.aldorf@vsb.cz.

[5] Ing. Lukáš Ďuriš, Katedra geotechniky a podzemního stavitelství, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava-Poruba, tel.: (+420) 597 321 948, e-mail: lukas.duris@vsb.cz.

[6] Ing. Miroslav Pinka, 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: miroslav.pinka.st@vsb.cz.

technological process of waste material storage. The current projected long-term condition does not dump the water saturation of other technological processes, which could substantially change the properties and behavior dump body.

Keywords

Coal power plant waste, dump, residual water, mathematical model, stability factor.

1 ÚVOD

Důl Bílina, ležící na hranicích okresů Most a Teplice, je jednou z těžebních lokalit společnosti Severočeské doly a.s. V blízkosti lomu se nachází města Bílina, Duchcov a Ledvice, dále pak vesnice Braňany a zaniklá vesnice Libkovice. Původní lom nesl jméno Velkodůl Maxim Gorkij. Otvírka byla provedena severozápadně od města Bílina. Lom postupně přetěžil důl Aloise Jiráska a pokračuje směrem k Mariánským Radčicím. Roku 2010 bylo rozhodnuto o ukládání vedlejších energetických produktů (dále VEP) z nového bloku elektrárny o výkonu 660 MW do prostoru vnitřní výsypky Bílina a bylo nutno vypracovat posouzení vlivu ukládání zahuštěné směsi VEP do prostoru této výsypky.

Cílem modelových analýz, jejichž výsledky jsou prezentovány v tomto příspěvku, bylo ověřit stabilitu vnitřní výsypky za předpokladu ukládání VEP hydraulickou dopravou a odpovědět na otázku, zda stabilita dílčích výsypkových etáží, příp. výsypka jako celek bude negativně ovlivněna zbytkovou vodou z technologických hydraulických ukládacích procesů.

2 KONCEPCE ŘEŠENÍ UKLÁDÁNÍ VEP DO VNITŘNÍ VÝSYPKY

Při výstavbě nového energetického zdroje o výkonu 600 MW je nutné zajistit úložné prostory pro produkty po spalování uhlí po celou dobu jeho plánované životnosti. Předpokládané množství ukládaných VEP je stanoveno na objem 1 mil. m^3/rok.

Pro ukládání VEP jsou v současnosti běžně používány dva způsoby dopravy VEP:

- varianta 1 – pásová doprava,
- varianta 2 – doprava hydraulická.

Varianta 1 řeší dopravu zvlhčené směsi hadicovým pásovým dopravníkem a jeho ukládání sypáním do předem připravených prostorů.

Varianta 2 předpokládá dopravu zahuštěné směsi stejnou technologií. Právě tento způsob byl zvolen u řešeného ukládání. Ukládaný stavební výrobek bude vyráběn v míchacím centru elektrárny, a to mísením vedlejších produktů spalování uhlí a odsíření spalin, tj. popílku, strusky a energosádrovce, se záměsovou vodou a ve formě zahuštěné suspenze bude dopravován potrubím do prostoru vnitřních výsypek [1, 2]. Za účelem stabilizace výrobku bude ke směsi popílku, strusky a energosádrovce přidáváno vápno v množství 2 % hmotnosti popílku a strusky, které má zajistit zatvrdnutí a zlepšení mechanických vlastností výrobku. Jako záměsová voda bude využívána směs technologických vod a odpadních vod z odsíření.

Způsob ukládání VEP předpokládá na stávajícím povrchu vnitřní výsypky vytvářet prostory o objemu cca 1 mil. m^3 (dále i kazety). Předpokládá se, že granulát se bude samovolně rozlévat v úložném prostoru a bude jej možno ukládat 24 hod. denně bez ohledu na klimatické podmínky. Dále se předpokládá, že vždy po třech dnech plavení, bude potrubní trasa jeden den proplachována a proplachová voda bude odvedena do samostatné nádrže.

3 CHARAKTERISTIKA A OBECNÉ VLASTNOSTI VÝSYPEK

Nadložní sedimenty terciérních hnědouhelných slojí jsou tvořeny převážně jíly a jílovci. Ty lze stručně charakterizovat jako překonsolidované potrhané zeminy. Menší zastoupení mají písky, uhelné jíly (+jílovce) a písčité jíly (+jílovce). Jíly lze charakterizovat jako jíly vysoké až velmi vysoké plasticity (CV, CH), převážně konzistence pevné až tvrdé.

Vlastnosti výsypek jsou ovlivňovány technologickým postupem těžby, přepravy a ukládání horninového materiálu do výsypek. Kolesová rypadla těží hrudky objemu až 1 m^3, které se zmenšují drcením a dopravují pásovými dopravníky na výsypku. Hrudky zeminy se při přepravě nekontrolovaně zdrobňují a zaoblují a přijímají vodu ze vzduchu a z atmosférických srážek. Výška dopadu hrudek ze zakladače na povrch výsypky se pohybuje od několika metrů až po cca 30 m.

Základní rozdíl v provedení výsypky od hutněného zemního tělesa spočívá v poměrně volném uložení. V tomto stadiu představuje výsypka zeminové těleso s dvojí pórovitostí (pórovitost jednotlivých hrudek zeminy a pórovitost celého zeminového tělesa) [7, 13]. Volným pádem se sice jednotlivé hrudky částečně drtí a zhutňují, avšak dosažená objemová hmotnost se blíží hodnotám 1500-1600 $kg.m^{-3}$ a mezerovitost dosahuje hodnot okolo 30 %. Vzniklé makropóry mezi hrudkami jsou natolik propojené, že vzduch je v kontinuální formě a tím propustnost sypaniny pro vzduch i vodu je vysoká.

Hrudky snadno přijímají vodu, neboť uvnitř pórů je podtlak vyvolaný odlehčením. Při sypání výsypky vzniká nehomogenita zeminy pádem z různé výšky, pojezdem strojů, které urovnávají povrch každé etáže nebo i změnou sypané zeminy (např. písky mohou vytvořit infiltrační dráhu pro vnik povrchové vody do sypaniny).

Po uložení prodělávají jílovité hrudky změny, které jsou odvislé od možnosti sycení tělesa výsypky vodou a od rostoucí výšky sypaniny. Při zakládání sypaniny na suchou podložku je těleso výsypky tak propustné pro vzduch i vodu, že snadno přijímá jak vodu volně stékající do tělesa výsypky, např. vodu srážkovou, tak i vodu, která se může vysrážet ze vzduchu uvnitř výsypky. Oba procesy umožňují zvyšování vlhkosti jednotlivých hrudek, a to zejména po jejich obvodě. Tím dochází k poklesu tření v zónách vzájemného dotyku jednotlivých hrudek a následnému posunu. Současně dochází ke hnětení materiálu, které napomáhá ke zplastizování jílovité sypaniny a k poklesu pevnosti. Bude-li výsypka průvzdušná po celé své výšce, nelze vyloučit situaci, kdy voda volně vnikající do výsypky prosákne až k podložce výsypky, což v zásadě odpovídá ukládání sypaniny do mokré podložky. Dosavadní pozorování ukazují, že výsypky jsou průvzdušné do hloubky 30-50 m.

Nastane-li situace, kdy vzduch je postupně uzavřen mezi jednotlivými zrny, potom se chování výsypky mění. Tento případ může nastat jak pro nezvlhčené hrudky vlivem vysokého tlaku, tak i při nižším tlaku v důsledku zvýšené vlhkosti. Tím současně klesá propustnost výsypky jako celku a její sycení vodou je omezené, nicméně již v tělese výsypky existují oblasti prakticky plně nasycené zeminy [6,10].

Další zvyšování výsypky na vrstvu prosycenou vodou vyvolá vzrůst normálových napětí a současně vzroste i tlak vody v pórech. Přírůstek pórového tlaku bude prakticky odpovídat normálovému přitížení. Smyková pevnost proto neporoste a bude nízká.

Při některých provedených vrtných pracích byly zastiženy lokální oblasti s nízkou pevností uložených zemin a byla pozorována i řada zvodnělých obzorů se vztlakovou vodou. To znamená, že muselo dojít k lokálnímu prosycení sypaniny vodou, nejpravděpodobněji vodou z povrchu (např. srážkovou) pomocí infiltračních drah. Infiltrační dráhy mohou představovat propustné písčité vrstvy nebo kumulace písčitých materiálů ve výsypce. Na infiltraci mohou mít nepříznivý vliv lokální sesuvy při sypání výsypky.

Charakter sypaniny se může měnit i v důsledku dlouhodobého prohořívání uhelných jílů a jílovců uložených do tělesa výsypky. Prohoříváním zmenšují svůj objem a vypalují okolní jíly, které smršťováním zmenšují rovněž svůj objem a zvyšují propustnost.

4 NEGATIVNÍ VLIVY PRO STABILITU VÝSYPKY VYPLÝVAJÍCÍ Z UKLÁDÁNÍ VEP HYDRAULICKOU CESTOU

Odborné podklady [3, 4] se shodují v tom, že negativní vliv na stabilitu výsypky úzce souvisí s procesem ukládání VEP. Jedná se tedy především o ovlivnění hydrogeologických poměrů ve

výsypce, což opět závisí na charakteru materiálu výsypky, její propustnosti a možnosti vzniku rozsáhlejších zvodnělých horizontů ve vlastní výsypce.

Podle [3] je do výsypkového tělesa zakládána zemní směsice s převažující jílovitou složkou a do budoucna lze předpokládat postupné snižování podílu písčité frakce. Písky tvoří lokálně rozsáhlé relativně propustné partie charakterizované součinitelem filtrace (k_f řádu 10^{-5} $m.s^{-1}$). VEP a výsypka jsou jako celek nepropustné (k_f řádu 10^{-7} až 10^{-8} $m.s^{-1}$). Současně předpokládá, že veškerá záměsová voda se účastní chemických reakcí při procesu tvrdnutí VEP a nadbytečná voda bude tvořit jen zlomek (1-1,4 %) celkového množství vody, jež spadne dešťovými srážkami na výsypku.

Podle [4] je výsypka tvořena zeminami, které lze zařadit do tříd S3/SF – S5/SC (podle ČSN 73 1001) s filtračním součinitelem (k_f řádu 10^{-4} až 10^{-7} $m.s^{-1}$) v závislosti na zrnitosti a ulehlosti. Podle výsledků dynamických penetračních zkoušek dále vyplývá, že výsypka není ve vertikálním směru homogenní těleso, ale obsahuje partie s výrazně odlišným dynamickým odporem na hrotu penetrometru q_d (MPa). Množství zbytkové vody z hydratace VEP, není v [4] uvedeno.

Velmi důležitým faktem, který však z prostudovaných odborných podkladů nevyplývá, je otázka, kolik nadbytečné vody z ukládání VEP plavením může saturovat těleso výsypky. Podle aktuálních informací ČEZ žádná nadbytečná voda z procesu hydratace VEP, nebude a proplachová voda bude vedena v uzavřeném okruhu. Výsledky, které uvádí ČEZ [4] byly získány při zkouškách rozplavitelnosti a hydratace VEP v laboratorních podmínkách. Při skutečném provozu úložiště a za měnících se klimatických podmínek v průběhu roku není průkazně doložena nemožnost sycení výsypky zbytkovou nebo přebytečnou vodou z procesu hydratace. Navíc je nutno reálně počítat s tím, že výsypka je již dlouhodobě sycena vodou srážkovou a v tělese výsypky mohou existovat polohy částečně nasycených zemin.

5 TVORBA BÁŇSKÉHO A GEOTECHNICKÉHO MODELU

Prostory určené pro zakládání certifikovaných VEP se nacházejí v jihovýchodní části vnitřní výsypky lomu Bílina, v prostoru mezi jižními svahy prvotní dovrchní etáže výsypky a severními uhelnými odtahovými dopravníky. Zakládání samotné výsypky je prováděno po vrstvách, které jsou upravovány a částečně hutněny pojezdem pomocné mechanizace.

Zakládání VEP podle [5] bude zahájeno v roce 2012 v úložném prostoru kazety č. 1 (1. část úložiště). Kazeta č. 1 má zhruba obdélníkový půdorys o rozměrech cca 1200 x 130 m, protažený ve směru sever-jih. V současné době je ve vnitřní výsypce v prostoru kazety č. 1 ponechána jáma o hloubce cca 16-28 m, dno kazety klesá směrem k severu (obr. 1).

Předpokládané množství uložených VEP do kazety č. 1:

2012 ..... 1,0 mil. m^3

2013 ..... 0,5 mil. m^3

Tím bude kapacita kazety č. 1 vyčerpána a bude zahájeno ukládání do kazety č. 2 (obr. 1).

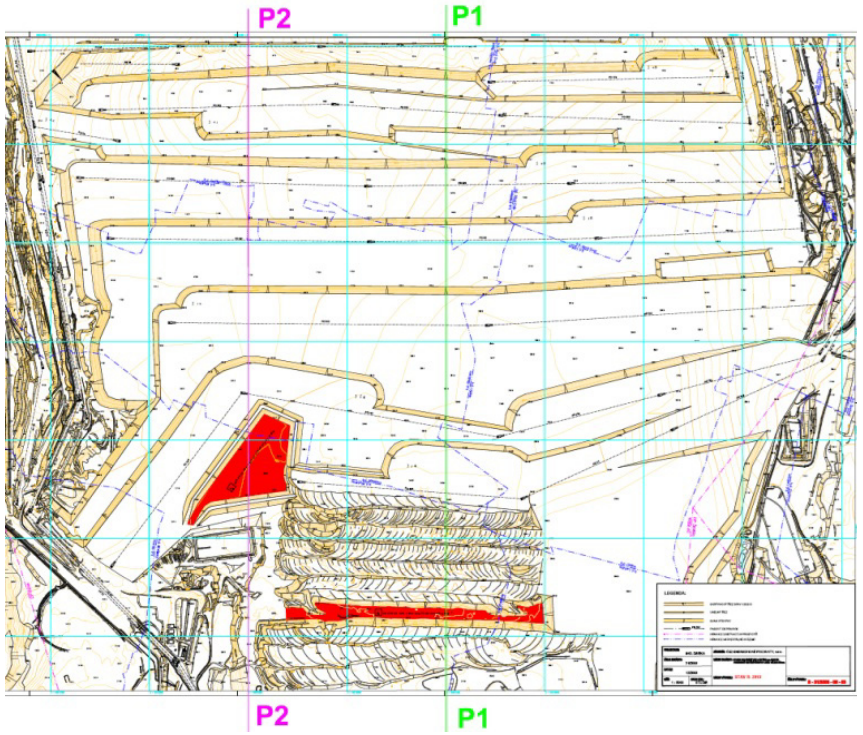
Kazeta č. 2 má půdorys nepravidelného mnohoúhelníku s předpokládanou úložní kapacitou 1,7 mil. m^3.

Předpokládané množství uložených VEP do kazety č. 2:

2013 ..... 0,5 mil. m^3

2014 ..... 1,0 mil. m^3

2015 ..... 0,2 mil. m^3



Obr. 1: Schéma umístění jednotlivých kazet a vedení řezu

V příspěvku jsou dále uvedeny výsledky řešení stability vnitřní výsypky Dolů Bílina v řezech P1 a P2 (obr. 1), které jsou vedeny oblastmi předpokládaného vybudování úložných VEP kazet.

Materiálové vlastnosti (γ-objemová tíha, k_f-koeficient filtrace, E-modul pružnosti, ν=Poissonovo číslo, c-soudržnost, φ-úhel vnitřního tření) jsou uvedeny v tabulce č. 1.

Tab. 1: Použité materiálové charakteristiky horninového prostředí

Mohr-Coulomb		**1 Vulkanogenní horniny**	**2 Podložka**	**3 VEP**	**4 Výsypka**
γ	[kN/m^3]	19,50	20,00	15,00	16,50
k	[m/day]	0,001	0,009	0,002	8,640
E	[kN/m^2]	150000,000	15000,000	200000,000	4000,000
ν	[-]	0,300	0,380	0,200	0,430
c	[kN/m^2]	70,00	100,00	58,50	35,00
φ	[°]	25,00	22,00	55,00	29,00
Mohr-Coulomb		**5 Uhlí**	**6 Křída**	**7 Rula**	**8 Původní nadloží**
γ	[kN/m^3]	11,00	20,00	20,00	17,00
k	[m/day]	8,640	0,001	0,000	0,086
E	[kN/m^2]	50000,000	150000,000	3000000,000	5000,000
ν	[-]	0,300	0,300	0,250	0,350
c	[kN/m^2]	35,00	70,00	300,00	20,00
φ	[°]	25,00	25,00	40,00	15,00

6CHARAKTERISTIKA SOFTWARU PLAXIS 2D A DOPLŇKOVÉHO MODULU PLAXFLOW

K modelování problematiky spojené s filtrací zbytkové vody z instalovaných VEP byl využit speciální modul programového systému Plaxis – modul PlaxFlow [8, 9]. Tento výpočetní modul, speciálně vyvinutý firmou Plaxis pro modelování úloh řešících proudění podzemní vody, má implementován interface pro spolupráci se základním výpočetním modulem Plaxis 2D a toto propojení pak umožňuje zohledňovat proudění vody při vyhodnocování stupně stability.

Pro modelování vlivu infiltrace zbytkové vody z VEP byl využit v rámci softwaru PLAXFLOW materiálový model pro nesaturované zeminy. Tento model je založen na tzv. Van Genuchtenových materiálových charakteristikách zemin. Pro stanovení těchto charakteristik nesaturovaných zemin byla využita možnost přiřazení těchto materiálových charakteristik na základě zatřídění zemin dle trojúhelníkového diagramu (součást softwaru PLAXFLOW).

Infiltrace vody do nesaturované zóny byla modelována za předpokladu tzv. podmíněného přítoku. Tento podmíněný přítok znamená, že k infiltraci do nenasycené oblasti dochází pouze za určitých podmínek, které odpovídají absorpční kapacitě zeminového prostředí. Pokud je tato kapacita překročena, dochází k zastavení infiltrace po dobu, která je potřebná pro snížení hladiny vody v pórech (v modelu je implementována po tuto dobu nepropustná hranice). Po dosažení potřebného snížení hladiny vody v pórech je opět infiltrační proces aktivován (hranice, přes kterou probíhá infiltrace, je opět nastavena jako propustná). Pokud k infiltraci dochází přes hranici, která není horizontální, je množství infiltrované vody rozloženo na složku kolmou k dané infiltrační hranici a složku paralelní s touto hranicí.

Konkrétně v realizovaném modelu bylo uvažováno množství vody, která může infiltrovat do výsypky, 200 mm/den. Při modelování byl přitom respektován režim ukládání VEP do výsypky - 3 dny je čerpána hmota, pak vždy následuje 1 den proplach potrubí vodou (proplachová voda je přitom odváděna a nepředpokládá se její filtrace do výsypky) a tento proces se opakuje až do zaplnění celého objemu kazety. Přitom se dle dodaných podkladů předpokládá, že první vrstva VEP po zatvrdnutí, vytvoří nepropustné dno kazety, do níž se hmota ukládá a v dalších fázích ukládání již nemůže tedy docházet k filtraci přes dno kazety, pouze přes boční stěny popř. jejich část. Tyto skutečnosti se snaží dle softwarových možností výpočetní model respektovat. Po prvních třech dnech infiltrace se okrajová podmínka na dně kazety mění z propustné na nepropustnou, propustné okrajové podmínky jsou dále v modelu uvažovány pouze na bočních stěnách kazety. Celkem jsou v každém modelovaném profilu uvažovány 4 cykly plnění kazety (15 dní).

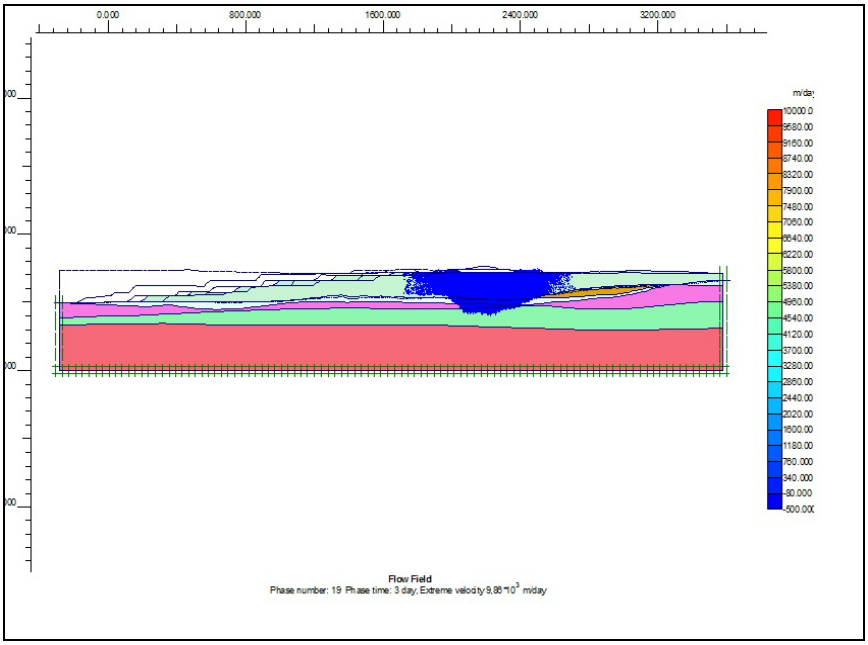
7 KOMENTÁŘ VÝSLEDKŮ MATEMATICKÝCH MODELŮ

Dále uvedené komentáře vycházejí z výsledků řešení matematického modelování chování a projevů vysokých vnitřních výsypek Dolů Bílina, do kterých budou ukládány vedlejší energetické produkty v tekuté formě, s předpokladem jejich zatuhnutí a s předpokladem spotřeby veškeré záměsové vody na hydrataci a zatuhnutí směsi. Tento předpoklad ověřený pouze v laboratorních podmínkách, nemusí být beze zbytku splněn při ukládání VEP v měnících se klimatických podmínkách v průběhu roku, neboť VEP, budou ukládány nepřetržitě a názory a zkušenosti geotechniků SD, a.s. s chováním konsolidujících výsypek, které ovlivňuje zasahující a proudící voda, nelze pominout.

Při modelování vlivu podzemní vody na stabilitu výsypky v řezech P1 a P2, které procházejí kazetou č. 1, resp. kazetou č. 2, jsou kritické smykové plochy [11] lokalizovány pouze ve svazích dílčích etáží a stupně stability smykových ploch jsou $F > 1.5$, což vyhovuje požadavkům Vyhlášky č. 26/1989 Sb. pro svahy trvalé. Důvodem může být skutečnost, že kazety č. 1 a 2 jsou budovány na starší části výsypky, kde již proběhla podstatná část primární konsolidace a které jsou současně nejvíce vzdáleny od volných čelních a bočních svahů. Další kazety budou budovány v prostorech blíže svahům celého výsypkového tělesa a na méně konsolidovaném výsypkovém tělese.

Řešení ukazuje vznik oblastí nasycených zemin v podloží kazet, které vznikly vsakem zbytkové vody (kromě srážek, obr. 2). Oblasti vodou nasycených zemin se tvoří pod celým tělesem

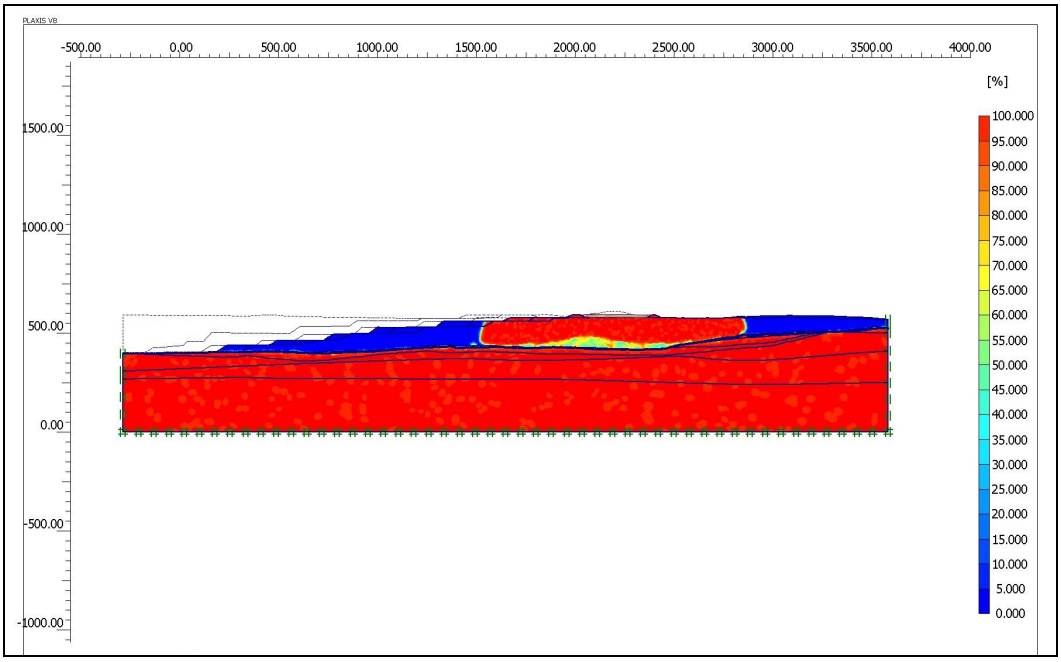
ukládaných VEP. Zde je nutno uvést, že matematický model sledoval vývoj oblasti nasycených zemin v podloží kazety pouze pro 4 plavící cykly (1 cyklus = 3 dny plavení VEP + 1 den proplachování = 4 dny). Ve skutečnosti bude plavení a ukládání VEP probíhat kontinuálně (ročně cca 90 cyklů) a nebude-li splněn předpoklad nulového zbytku záměsové vody, pak oblast zvodnělých zemin pod kazetami může zasáhnout podložku a vytvořit příznivé podmínky pro zplastizování a ztekucení písčitojílovitých zemin výsypky a snížení jejich pevnosti s následkem projevů nestability. Navíc je nutno vzít v úvahu i skutečnost, že v tělese výsypky, které je díky náhodnému sypání zemin heterogenní ve vodorovném i svislém směru, existují lokální izolované zvodně, bez dodatečného sycení výsypky vodou.



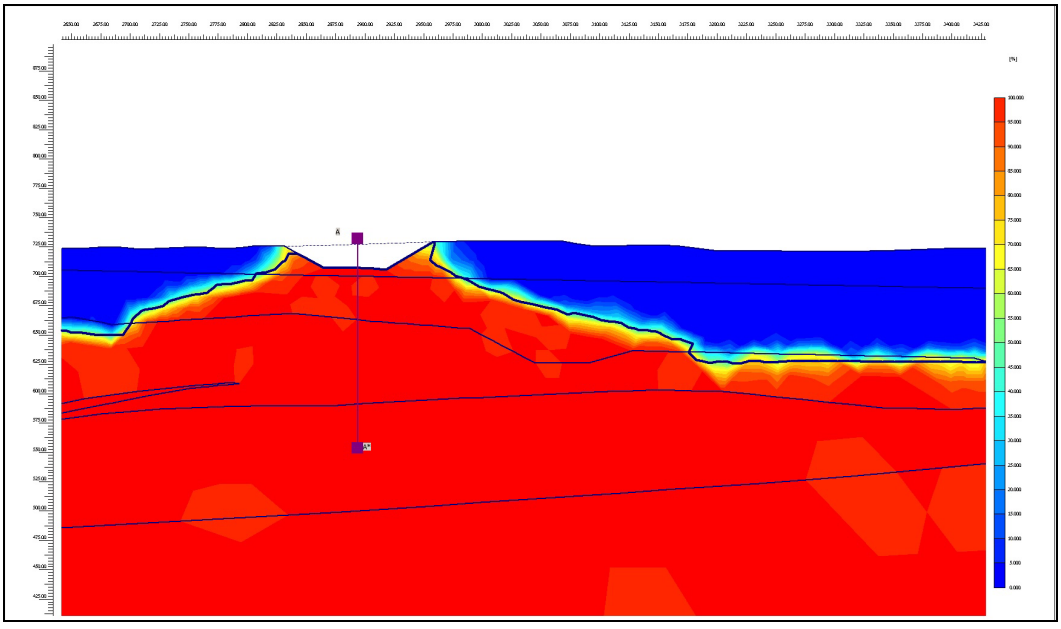
Obr. 2: Profil č. 2 -proudění zbytkové vody do tělesa výsypky
po infiltraci vody z VEP (první 3 dny)

U kazet, které budou budovány blíže čelním i bočním svahům výsypky, budou deformační parametry v přípovrchové zóně nižší než jaké byly použity v modelu. Modul deformace v modelu byl podle zadavatele použit v hodnotě 4 MPa. Na málo konsolidované výsypce je možno uvažovat s modulem deformace E_{def} = 2 MPa, s vyšší mezerovitostí a s vyšší propustností výsypky ve svislém směru do tělesa výsypky. To může způsobit nežádoucí projevy v chování uložených a zatuhlých VEP (porušení uložených a zatuhlých VEP).

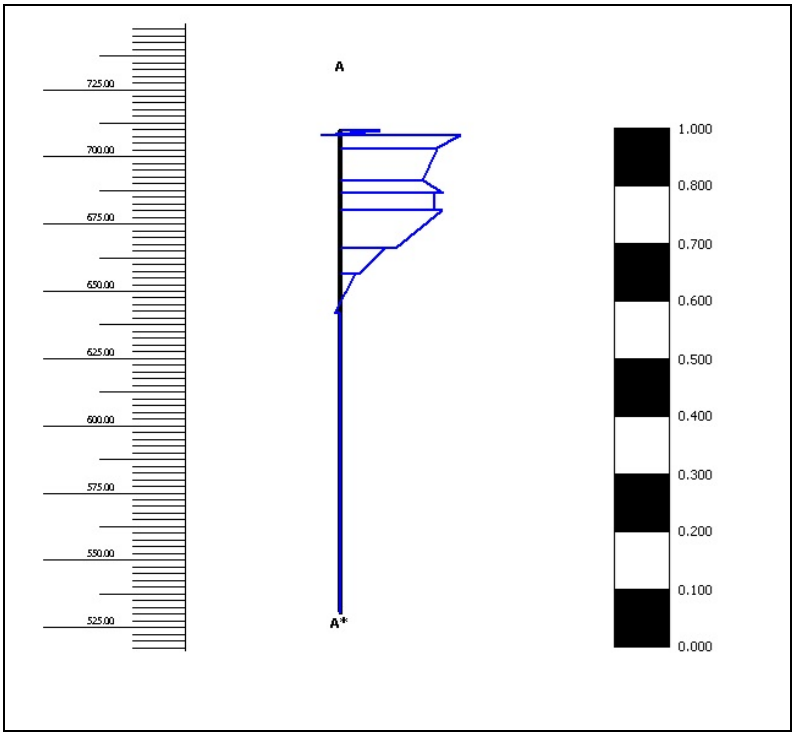
Prezentované výsledky modelových výpočtů je třeba posuzovat vzhledem k doposud neúplnému stupni znalosti vlastností a parametrů materiálu výsypky a složité problematiky nenasycených zemin výsypek povrchových uhelných. Zvýšení vypovídací schopnosti výsledků modelování předpokládá další výzkum v této oblasti.



Obr. 3: Profil č. 2 -stupeň saturace po infiltraci vody z VEP



Obr. 4: Profil č. 1 - stupeň saturace po infiltraci vody z VEP (detail)



Obr. 5: Rychlost proudění vody (m/den) ve svislém řezu A procházejícím kazetou v profilu č. 1

9 ZÁVĚR

Stabilita vnitřní výsypky, zvláště té, která je budována na podložce ukloněné k uhelné sloji, je pro provoz uhelného lomu životně důležitá, neboť deformační projevy v dílčích etážích výsypky a zejména v celém tělese výsypky mohou ohrozit provoz lomu. Vzhledem k výše uvedeným závěrům je zřejmé, že se nejedná o krátkodobý problém, ale řešení ukládání VEP bude vyžadovat dlouhodobé sledování samotné technologie ukládání a provozování geotechnického monitoringu pro exaktní posouzení vlivů ukládání VEP na stabilitu výsypkového tělesa [12].

Z výsledků provedených výzkumných činností plynou následující doporučení:

- zpřesnit údaje o popisných, fyzikálních a mechanických vlastnostech zeminových materiálů tvořících těleso výsypky,
- ukládání VEP do kazety č. 1 považovat za provozní pokus, který vyžaduje splnění těchto podmínek: kazetu č. 1 rozdělit systémem příčných hrázek na dílčí kazety; dílčí kazety plošně utěsnit zatím nespecifikovaným těsněním a sledovat, zda je splněn předpoklad nulového zbytku záměsové vody; sledovat úspěšnost aplikace těsnících prvků,
- prostorově monitorovat okolí a podloží kazety pro získání informací o chování výsypky v průběhu ukládání VEP a následně i po zaplnění kazety,
- zpřesněné údaje a informace o interakci zatuhnutých VEP a vlastní výsypky využít pro aplikaci matematických výpočtových modelů, jejichž vstupní parametry a algoritmy výpočtů bude nutné dlouhodobě zpřesňovat a doplňovat.

PODĚKOVÁNÍ

„Práce byly podporovány z prostředků koncepčního rozvoje vědy, výzkumu a inovací pro rok 2012 přidělených VŠB-TU Ostrava Ministerstvem školství, mládeže a tělovýchovy České republiky," (téma projektu Výzkum materiálových vlastností výsypkových těles).

LITERATURA

[1] EG7HK. *Aditivovaný granulát litý do výsypek povrchových dolů SD-DB*. Hradec Králové, 2006.

[2] TZÚS. *Stavební technické osvědčení na výrobek: granulát a aditivovaný granulát do výsypek povrchových dolů.* Praha, 2006.

[3] BÁŇSKÉ PROJEKTY. *Studie ukládání VEP do vnitřních výsypek Dolu Bílina ve variantě aditivovaného granulátu.* Teplice, 2007.

[4] KODER. *Studie ukládání VEP z NZ ČEZ, a.s., ELE do prostorů vnitřní výsypky lomu Bílina SD, a.s.*Teplice, 2008.

[5] GEOTEC .*Úložiště VEP – orientační geotechnický průzkum.* Praha, 2010.

[6] ŠIMEK, J. a kol.: *Mechanika zemin.* SNTL, Praha 1990.

[7] VANÍČEK, I., SCHROFEL, J.: *Životní prostředí – Inženýrské stavby.* ČVUT Praha, 2000.

[8] BRINKGREVE at all: *Manual PLAXIS 8.2.* A. A. Balkema Publishers, 2004.

[9] BRINKGREVE at all: *Manual PlaxFlow* . A. A. Balkema Publishers, 2003.

[10] CODUTO, D.P: *Geotechnical Engineering.Principle and Practice.* New Jersey: Prentice-Hall, 1999.

[11] CHENG, Y.M., LANSIVAARA, T., WEI, W.B. Two-dimensional slope stability analysis by limit equilibrium and strength reduction methods*, Computers and Geotechnics*, Volume 34, Issue 3, May 2007, Pages 137-150, ISSN 0266-352X.

[12] MARSCHALKO, M., HOFRICHTEROVA, L. LAHUTA H. *Utilization of geophysical method of multielectrode resistivity measurements on a slope deformation in the mining district*. *SGEM 2008: 8TH INTERNATIONAL SCIENTIFIC CONFERENCE, VOL I, CONFERENCE PROCEEDINGS: MODERN MANAGEMENT OF MINE PRODUCING GEOLOGY AND ENVIRONMENTAL PROTECTION*. 2008, p. 315-324. ISBN 978-954-91818-1-4.

[13] VANICEK, I., CHAMRA, P. Influence of extreme rainfall on the stability of spoil heaps. In: *10th International Symposium on Landslides and Engineered Slopes*. Xian, PEOPLES R CHINA, 2008.

Oponentní posudek vypracoval:

Ing. Milan Větrovský, Ph.D., Severočeské doly a.s., Chomutov.

Doc. Ing. Marián Drusa PhD., Katedra geotechniky, Stavebná fakulta, ŽU v Žiline.

Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské - Technické univerzity Ostrava
číslo 2, rok 2012, ročník XII, řada stavební
článek č. 15

Roman MAREK[1], Josef ALDORF[2]

VLIV KVALITY HORNINOVÉHO PROSTŘEDÍ NA VÝVOJ POSUNŮ VÝLOMU TUNELU

INFLUENCE OF QUALITY GEOLOGICAL ENVIRONMENT ON THE DEVELOPMENT OF DISPLACEMENTS OF THE TUNNEL EXCAVATION.

Abstrakt

V příspěvku je řešena problematika prostorového vývoje posunů a tzv. směrových úhlů výlomu tunelu v závislosti na charakteru horninového prostředí a anomáliích, které ovlivňují napěťo-deformační stav v masivu. V první části je ukázán alternativní způsob vyhodnocení naměřených posunů z konkrétního tunelu pomocí směrových úhlů. V druhé části jsou prezentovány výsledky matematické analýzy odlišnosti prostorového vývoje posunů v homogenním prostředí oproti vývojům posunů v prostředí s přítomností nehomogenity.

Klíčová slova

Tunel, výlom, posuny, směrové úhly, metoda konečných prvků, nehomogenita.

Abstract

The article dealt with the problem of spatial development of displacements and so-called directional angles of tunnel excavation in dependence on rock mass quality and its anomalies, which affect stress – deformation conditions of rock mass. The first part is pointing to alternative way of evaluation of measured displacements obtained by using directional angles in existing tunnel. The second part presents results of mathematical analysis differences of spatial displacements development in homogenous surroundings in opposite to spatial displacements development in surroundings with the occurrence of inhomogeneities.

Keywords

Tunnel, excavation, displacements, directional angles, finite elements method, inhomogeneity.

1 ÚVOD

Geotechnický monitoring je jednou ze základních zásad Nové rakouské tunelovací metody (NRTM). Nedílnou součástí technologických postupů ražby tunelů touto tunelovací metodou se stalo sledování chování výlomu. Monitoring posunů, případně konvergencí primárního ostění, stojí v čele tohoto sledování. Vývoj posunů při ražbě tunelu lze za určitých okolností využít nejen k potvrzení předpokladů geotechnického průzkumu, ale i k predikci kvalitativní změny obklopujícího prostředí.

V článku je prezentována metodika využití prostorového vývoje posunů k predikci změny kvality prostředí pomocí tzv. směrových úhlů. Článek se odkazuje na disertační práci (Marek 2012),

[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) 597 321 362, e-mail: roman.marek@vsb.cz.

[2] prof. Ing. Josef Aldorf, DrSc., Katedra geotechniky a podzemního stavitelství, Fakulta stavební, VŠB-technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava-Poruba, tel.: (+420) 597 321 944, e-mail: josef.aldorf@vsb.cz.

jež byla ideově inspirována postupy rakouských odborníků v čele s Prof. Schubertem (např. Schubert, Steindorfer 1996).

V první části článku je popsán alternativní způsob vyhodnocení naměřených posunů z tunelu Klimkovice pomocí směrových úhlů. Na tomto příkladu je ukázán charakteristický vývoj posunů a směrových úhlů v závislosti na změně geotechnických parametrů okolního prostředí. Cílem je ukázat praktické využití alternativního způsobu vyhodnocování vývoje posunů pomocí směrových úhlů k predikci změny geologie v okolí výlomu tunelu. V druhé části jsou prezentovány výsledky modelové analýzy vlivu změny geologie na prostorový vývoj posunů výlomu tunelu a na charakteristický vývoj směrových úhlů z nich stanovených. Na základě 3D modelování tunelu je sledován charakteristický vývoj posunů v různých, z hlediska geologického, homogenních a stejnorodých prostředích. Jsou zde popsány základní předpoklady o velikostech a směrech posunů a směrových úhlů. Následně je pak simulováno geologicky odlišné předpolí výlomu tunelu a je sledována změna ve vývoji posunů a směrových úhlů. Cílem je na základě odlišného vývoje směrových úhlů a podélných posunů od „normálu“ predikovat změnu kvality prostředí v předpolí, případně jaký charakter toto prostředí bude mít.

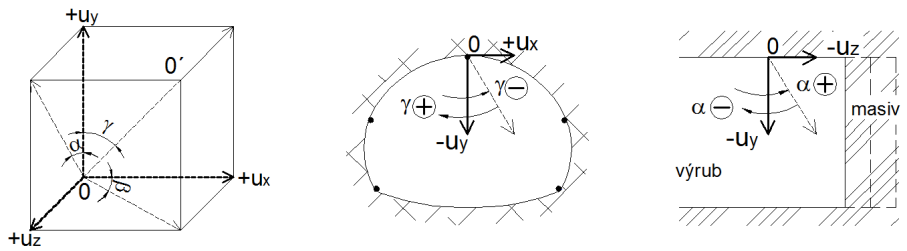
2 SYSTEMATIKA VYHODNOCOVÁNÍ POSUNŮ

Nejčastější metodou observace přetváření výlomu tunelu je sledování posunů stabilizovaných bodů na primárním ostění. Na základě měření jsou stanovovány absolutní polohové změny měřických bodů v trojrozměrném souřadném systému. Výsledky měření jsou kontinuálně vyhodnocovány ve formě číselných a grafických výstupů, kde hlavními sledovanými parametry jsou časové vývoje velikostí posunů ve směrech hlavních os tunelu *x*, *y*, *z*. Velikosti posunů jsou často doplněny grafy vývoje vektorového diagramu v rovině měřeného profilu, které znázorňují směrový progres sledovaných bodů.

Ne vždy však jsou velikosti a změny směrů posunů tak velké, aby bylo možné ihned vysledovat určitou progresi v jejich vývoji. U havarijních stavů často bývá nárůst posunů velmi rychlý, bez předchozího náznaku změny směru. Změna geologického charakteru horninového prostředí zase nemusí mít výraznou odezvu ve změně velikosti a směrech posunů vůbec, zvláště pak u posunů rovnoběžných s podélnou osou tunelu. Proto se v posledních letech pro potřeby predikce kvality prostředí vyvíjejí nové postupy vyhodnocování naměřených posunů, které mohou upřesnit obraz o jeho charakteru. Jednou z možností je již zmíněné sledování vývoje přetváření výlomu pomocí tzv. „směrových úhlů“.

Základní myšlenka spočívá v definici úhlů, které svírají výslednice posunů v hlavních rovinách tunelu s hlavními směry posunů v příslušném kvadrantu. Kvadrant je závislý na znaménkové konvenci (obr. 1). V souřadném systému *x*, *y*, *z*, kde osy *x* a *y* jsou kolmé k podélné ose tunelu a osa *z* je kolmá k nim, tzn. je rovnoběžná s podélnou osou liniového díla, bude znaménková konvence následující:

- osa *x* – posuny u_x [mm] – kladný směr z leva doprava (příčné posuny)
- osa *y* – posuny u_y [mm] – kladný směr zdola nahoru (svislé posuny)
- osa *z* – posuny u_z [mm] – kladný směr od čelby do výrubu (podélné posuny)



Obr. 1: Orientace posunů a směrových úhlů

Velikost směrových úhlů je pak dána:

$$tg\alpha = \frac{u_z}{u_y}, \qquad tg\beta = \frac{u_z}{u_x}, \qquad tg\gamma = \frac{u_x}{u_y} \tag{1}$$

Jmenovatelé vztahů uvedených v (1) ≠ 0. Jejich hodnota nemůže reálně nabývat velikosti „0“, ale velikost naměřených nebo vypočtených posunů nulová být může. V takovémto případě je nutné velikost úhlu aproximovat z tendence vývoje posunů předchozích a následujících. Praktické použití systematiky směrových úhlů a její srovnání s tradičním vyhodnocováním vývojů posunů je v další části článku.

3 VYHODNOCOVÁNÍ NAMĚŘENÝCH POSUNŮ Z TUNELU KLIMKOVICE

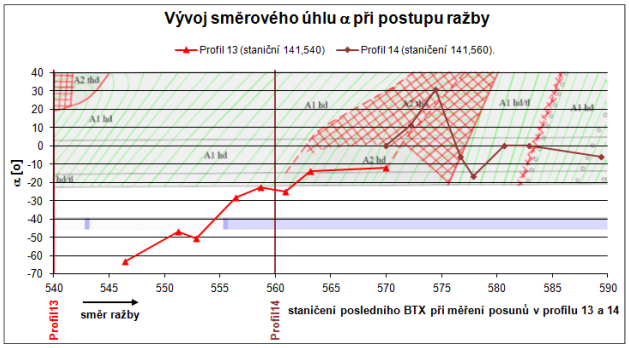
Dálniční tunel Klimkovice, uvedený do provozu 6. 5. 2008, je součástí dálnice D1 a nachází se nedaleko stejnojmenné obce, v úseku Bílovec - Ostrava. Tunel se skládá ze dvou tubusů, které obsahují dva jízdní pruhy. Tubus A ve směru Brno-Ostrava má délku cca 1 076,83 metrů, tubus B, v opačném směru, je dlouhý 1 088,09 m. Samotná jeho ražba probíhala NRTM, z největší části s horizontálním členěním výrubu (kalota-opěří-dno). Průměrná plocha výrubu je 120,17 m^2, z toho kaloty cca 56 m^2. V ražených úsecích je primární ostění realizováno ze stříkaného betonu třídy C20/25 o minimální tloušťce 240 mm, klasicky vyztuženého KARI sítěmi a příhradovými nosníky (BTX) a doplněno horninovými svorníky. Sekundární železobetonové ostění z betonu C30/37 má tloušťku minimálně 350 mm, v protiklenbě pak až 1 200 mm.

Díky přítomnosti nedalekého lázeňského centra a předpokládané složité geologii byl před samotnou ražbou tunelu Klimkovice proveden rozsáhlý geotechnický průzkum, který byl po celou dobu ražby upřesňován a doplňován geotechnickým monitoringem. Z tohoto důvodu jsou současné geologické a hydrogeologické poměry v této oblasti detailně prozkoumány. Maximální mocnost nadloží tunelu je 31 m. Tunel byl realizován ve skalních až poloskalních horninách flyšových souvrství s různými stupni zvětrání, které jsou tvořeny převážně jílovci a prachovci, dále pak drobami a pískovci. Kvartérní pokryv tvoří hlavně sedimenty jemnozrnných zemin, místy se vyskytují zeminy tříd G3-G4. Podzemní voda se vyskytovala většinou až ve zvětralé povrchové vrstvě skalního masivu nebo v jeho puklinách a její proudění záviselo na dotacích z povrchových vrstev.

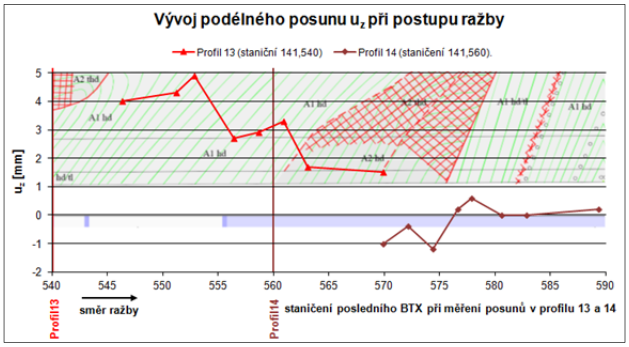
Na ilustračních výstupech z monitoringu posunů primárního ostění tubusu B, tunelu Klimkovice jsou ukázány typické vývoje posunů a především směrových úhlů. S ohledem na dostupná data a zaměření studie jsou analyzovány pouze posuny ve směru podélné osy díla (dle předchozí definice u_z) a směrové úhly α. Podkladem jsou data ze závěrečné zprávy II. etapy inženýrskogeologického a geotechnického průzkumu vypracovaného firmou GEOtest Brno a.s. a z geotechnického monitoringu realizovaného firmou SG-Geotechnika a.s. V průběhu ražby byly sledovány posuny v měřických profilech, které byly od sebe vzdáleny zpravidla 20 m. Měření probíhala po dobu prvních sedmi dnů od osazení měřických bodů co den, následně pak co tři dny do ustálení vývoje posunů. V našem případě je věnována pozornost posunům ve vrcholu tunelové trouby B, a to po dobu prvních 10 dnů od osazení měřických bodů záměrnými terčíky. Za toto období se čelba od měřického profilu posunula v průměru o 25 metrů. Při řešení výše nastolené otázky je vycházeno z podélného geologického řezu v ose tunelové trouby B, jenž shrnuje geologii ověřenou ze samotné ražby. Detailněji jsou zpracovány některé charakteristické úseky, kdy čelba projde nebo prošla zónou porušení (prostředím s kvalitativně horšími vlastnostmi) a vývoj sledovaných charakteristik je porovnán s případem průchodu čelby úsekem s relativně konstantní geologií.

V grafech 1 až 5 jsou znázorněny vývoje směrových úhlů α a posunů u_z v příslušných měřických profilech, při postupu ražby, ve třech různých úsecích které jsou charakteristické svojí geologickou skladbou. Ta je zobrazena spolu s vodonosností v pozadí každého grafu. Konkrétně v grafu 1 je znázorněn vývoj směrových úhlů α v profilech 13 a 14 vzdálených 223,613 m a 243,613 m od brněnského portálu. Z grafu vyplývá, že měřický profil 13 (staničení 141,540 km) se nachází něco přes 20 metrů od oblasti s výraznou tektonikou, která ovlivňuje v tomto měřickém profilu vývoj směrových úhlů. Z tohoto pohledu je možné s přibližováním čelby k zóně porušení sledovat výraznou

tendenci změny úhlu α směrem k ní. V profilu 14 (staničení 141,56 km), ve kterém první měření posunů proběhla skoro s 10-ti metrovým odstupem čelby, je možné v počáteční fázi měření sledovat tu samou vývojovou tendenci, která se však po průchodu čelby tektonizovanou zónou začíná obracet. V závěrečné fázi ještě reagují měření v profilu 14 na tenkou tektonickou linii ve staničení cca 141,582 km. Pro ucelení představy o vývoji směru a velikosti posunů u_z v profilech 13 a 14 je v grafu 2 vykreslen jejich průběh, opět v závislosti na vzdálenosti čelby od měřických profilů.

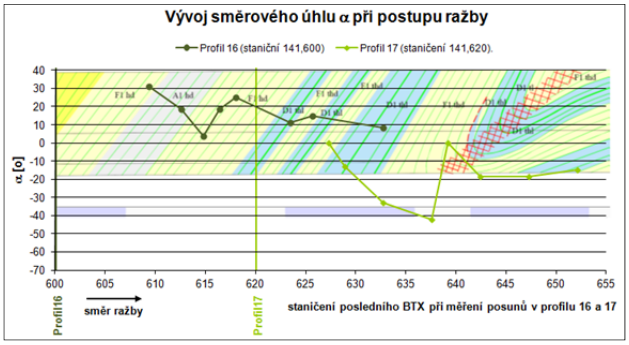


Graf 1: Vývoj směrového úhlu α – úsek 1



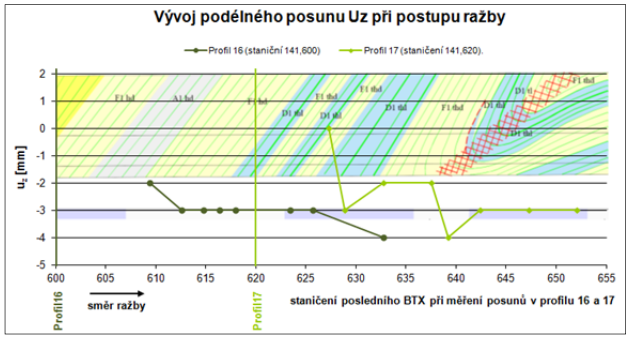
Graf 2: Vývoj podélného posunu u_z – úsek 1

Opačný případ vývoje směrového úhlu α vlivem geologie je znázorněn v grafu 3. Úhly vycházející z naměřených dat v profilu 16 reagují na vrstevnatost prostředí a spíše indikují prostředí s kvalitativně lepšími vlastnostmi, což se odráží i v následujícím měřickém profilu 17, v prvních čtyřech měřeních. Následně ale dochází k obrácení tendence vývoje, což je možné přisoudit přítomnosti tektonicky narušené vrstvy. S dalším postupem čelby od měřického profilu 17 pak dochází opět k ustálení vývoje směrových úhlů a posunů ve sledovaném bodě.



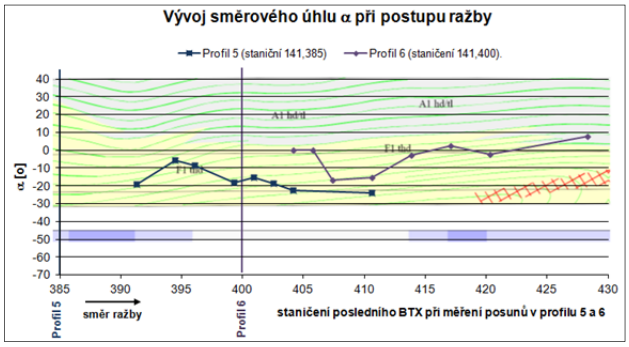
Graf 3: Vývoj směrového úhlu α – úsek 2

Z podélných posunů v měřickém profilu 16 a 17 je složitější stanovit jednoznačný závěr o geologii v předpolí, jak je vidět v grafu 4. Z velikosti a vývoje je však možné si představu o předpolí ražby udělat.



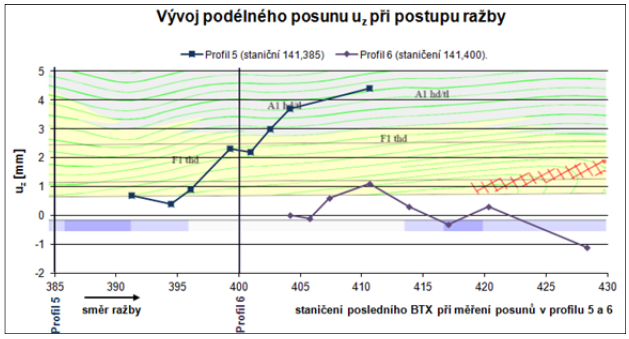
Graf 4: Vývoj podélného posunu u_z – úsek 2

Vliv relativně konstantní geologie s podélnou vrstevnatostí na vývoj úhlu α je zobrazen v grafu 5. Rozsah hodnot v měřickém profilu 5 při ražbě nepřesáhl 20°. Takováto tendence je pro tento případ typická.



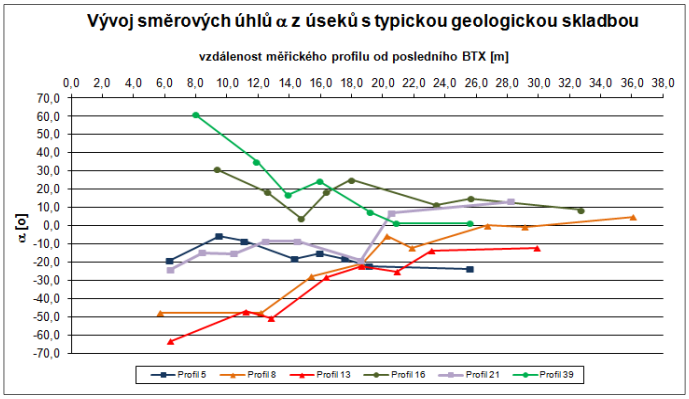
Graf 5: Vývoj směrového úhlu α – úsek 3

V grafu 6 je opět znázorněn vývoj podélných posunů v profilech 5 a 6, opět při postupu čelby od nich. Stejně jako tomu bylo v předchozích případech, je značně problematické z jejich vývoje vyvozovat nějaké závěry o tektonice nebo kvalitě okolním masivu. Důležitý je hlavně jejich směr a maximální přípustná hodnota pro stanovení varovných stavů.



Graf 6: Vývoj podélného posunu u_z – úsek 3

Zajímavé je srovnání vývojů směrových úhlů α v grafu 7, ve kterém jsou vykresleny současně předchozí příklady doplněné o další profily z úseků s typickou geologickou skladbou. Vývoje úhlů α jsou vyneseny v závislosti na vzdálenost měřického profilu od posledního příhradového rámu BTX.



Graf 7: Srovnání vývojů směrových úhlů α

Z jednotlivých průběhů je patrný typický sklon křivek pro konkrétní geotechnické poměry v předpolí ražby. Profily 16 a 39 se nacházejí před prostředím s lepšími geotechnickými poměry, profily 8 a 13 před prostředím s horšími geotechnickými poměry a profily 5 a 21 reprezentují vývoje směrových úhlů α v profilech nacházejících se v oblastech s konstantní geologickou skladbou. Z výsledků je také možné také konstatovat, že výraznější vývoj směrového úhlu α je do vzdálenosti cca 25 m od čelby, což odpovídá něco kolem dvou až troj násobku šířky kaloty. Ve větší vzdálenosti měřického profilu od čelby byl vliv geologie na vývoje úhlů α i posunů u_z zanedbatelný.

4 MODELOVÁ ANALÝZA

V současnosti se nejčastěji pro řešení složitých prostorových úloh vlivu ražby podzemního díla na napeťo-deformační stav v masivu využívá matematického modelování. Z různých teorií se pro řešení úloh interakce podzemních konstrukcí s horninovým prostředím ukázala jako nejpoužitelnější numerická metoda konečných prvků, a to především díky své univerzálnosti a menší náročnosti na volbu výpočtových funkcí.

Jako podklad pro parametrické výpočty posloužila kalota jednoho tubusu tunelu Klimkovice. Její geometrie, stejně jako plocha čelby, vychází ze vzorového příčného řezu z projektové dokumentace. Celkové minimální horizontální a vertikální rozměry modelu respektují doporučení výrobce programového systému MIDAS GTS-3D, který byl pro tvorbu numerického modelu použit. Modelová výška nadloží je konstantně 30 metrů a je volena s ohledem na charakter parametrických výpočtů a skutečnou maximální mocnost nadloží tunelu Klimkovice.

Pro modelování chování výztuže je použit lineárně-pružný konstitutivní model, nelineární chování horninového materiálu je simulováno Mohr-Coulombovým pružně-ideálním plastickým konstitutivním modelem. Samotné velikosti materiálových charakteristik pro parametrické výpočty vychází částečně ze skutečných vlastností horninového prostředí a požadovaných vlastností primární výztuže specifikovaných v technické zprávě RDS Klimkovického tunelu, částečně ze zkušenosti a literatury (Klepsatel a kol., 2003) a (Turček, Hulla, 2004) a částečně z předchozích výpočtů prováděných v rámci diplomové práce (Marek, 2005).

Primární ostění uvažované jako skořepina ze stříkaného betonu (SB) má v modelu tloušťku $h_c = 0{,}24$ m, což je minimální hodnota požadovaná pro realizaci Klimkovického tunelu v technické zprávě. Velikost modulu pružnosti je zvolena $E_c = 17\,000$ MPa. Přibližně této hodnoty by měl SB dosáhnout po 10 dnech (dle Klepsatel a kol., 2003), jež je obdobím, které je pro reálné vyhodnocení vlivu změny geologie na vývoj posunů nejdůležitější. Zároveň tato jednotná vyšší velikost, společně s koeficientem přenosu zatížení horninovým prostředím, nahrazuje svorníky, o které je model ochuzen z důvodu zjednodušení. Poissonovo číslo je standardních $\nu_c = 0{,}2$. Objemová tíha je uvažována $\gamma_c = 24$ kN/m^3. Koeficient přenosu zatížení je z výše zmíněného přijat 0,3 : 0,7, tzn. nevyztužený výlom přenáší 30% zatížení, vyztužený výlom pak 70% zatížení.

Materiálové charakteristiky horninového prostředí jsou voleny tak, aby svými velikostmi částečně odpovídaly skutečné geologii v okolí Klimkovického tunelu, zároveň jsou však voleny tak, aby výsledky parametrických výpočtů byly dostatečně vypovídající a bylo z nich možné vyvodit relevantní závěry. V modelu je uvažováno se čtyřmi typy horninových materiálů, zastupujících různé kvality prostředí. Označeny jsou R2, R3, R5 a R6 a jejich parametry jsou uvedeny v tab. 1. Vlastnostmi odpovídají skalním a poloskalním horninám nižších pevností a vyššího stupně porušení. Materiál s označením R6 spadá svými přetvárnými a pevnostními vlastnostmi do velmi porušených poloskalních hornin úlomkovitého charakteru, případně do zemin typu štěrků. Vliv vody není v modelech uvažován.

Tab. 1: Materiálové parametry uvažovaných typů hornin

	E [kPa]	σ_c [kPa]	ν	γ [kN/m^3]	c [kPa]	φ [°]
R2	500000	1500	0,2	24	200	50
R3	250000	495	0,25	23	55	45
R5	125000	155	0,25	22	15	40
R6	65000	-	0,32	21	2	35

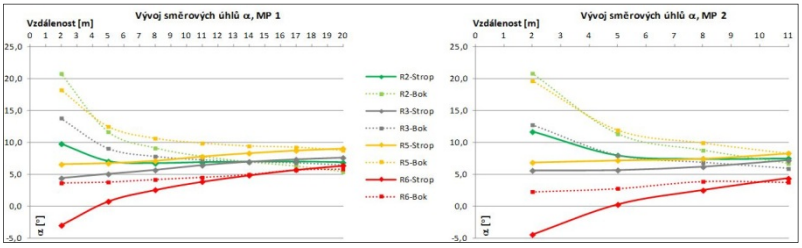
Referenčním modelem je numerický model 1. Je v něm simulována ražba v homogenním prostředí, které má vlastnosti jednotlivých typů materiálů z tab. 1. Cílem je stanovit základní velikosti a tendence vývojů posunů a směrových úhlů, se kterými jsou následně porovnávány výsledky z dalších modelů.

Ražba tunelu je simulována, stejně jako v dalších modelech, po zabírkách, s posupným vyztužováním, kdy fázi výlomu následuje fáze vyztužování. Přetváření výlomu je sledováno ve dvou měřických profilech, v jednotlivých fázích ražby a vyztužování. Vzdálenost čelby od měřického profilu MP 1 se postupně mění od 2 do 20 m, resp. od 2 do 11 m u MP 2. Velikosti a vývoje posunů a směrových úhlů jsou vyhodnocovány z pohledu vzdalující se čelby od měřických profilů. V modelech 2, 3 a 4 se vzdalující čelba bude současně přibližovat k nehomogenitám.

Z referenčních modelů vyplývá, že pro měřické body ve stropě a v bocích tunelu, kdy body v bocích jsou cca 1,5 m pod stropem, mají svislé posuny očekávaný směr a řádově předpokládané velikosti. Nejmenší svislé posuny jsou v nejkvalitnějším prostředí (5 mm), největší posuny, z pohledu kvalitativního, v nejhorším prostředí (až 50 mm). V MP 2 navíc nedocházelo k ustálení posunů.

U podélných posunů v měřických bodech nacházejících se ve stropě byla vývojová tendence směrem k čelbě. Je to dáno volnou plochou čelby kaloty. Velikost se se vzdalováním čelby od měřických profilů zvyšuje. U materiálů typu R2 a R3 je to změna v řádu 1-2 mm, u R5 a R6 až 6 mm. K jejich ustálení dojde v závislosti na kvalitě prostředí mezi 20 až 35 metry za postoupivší kalotou. Vyplývá z toho, že podélné posuny mají relativně dlouhý doznívající charakter daný opakovaným odlehčování výlomu postupem ražby. V boku výlomu je v homogenním prostředí rozvoj posunů *Uz* minimální.

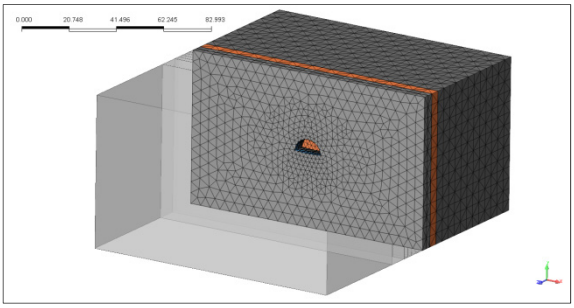
Vývoj směrového úhlu α má v kvalitnějším horninovém prostředí jak ve stropě, tak v boku výlomu vývojovou tendenci směrem do výrubu, v horším má vývojovou tendenci opačnou - do čelby.



Graf 8: Srovnání vývojů směrových úhlů α v různých homogenních prostředích

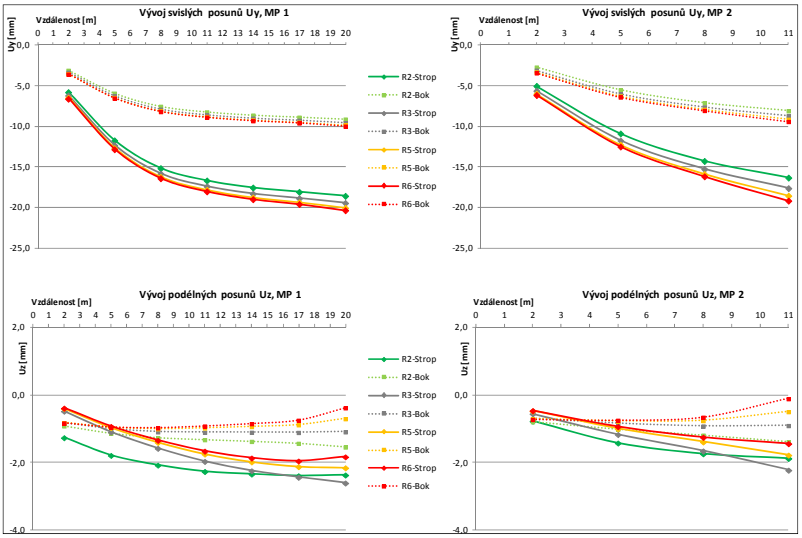
V numerickém modelu 2 byla simulována svislá nehomogenita, která se nachází před čelbou a výlom se k ní postupně od měřického profilu MP 1 a následně i MP 2 přibližuje. Mocnost nehomogenity je 5 metrů a je rovnoběžná s čelbou (pohled v axonometrickém zobrazení je na obr. 2).

Zvoleným základním materiálem je hornina R3 a nehomogenita je tvořena materiály R2, R5 nebo R6. Snahou je zjistit, jak se změní napěťo-deformační stav, když se ražba přiblíží ke kvalitnějšímu prostředí (R2) nebo ke kvalitativně horšímu prostředí (R5 nebo R6).



Obr 2: Axonometrický pohled na schéma modelu 2

V následujících grafech je srovnání průběhu sledovaných parametrů vůči průběhu v homogenním prostředí, které je znázorněno křivkami označenými jako R3 (průběh v hornině R3 z předchozího modelu). Křivky R2, R5 a R6 označují vývoje parametrů v prostředí R3 s nehomogenitami tvořenými právě materiály R2, resp. R5 a R6.

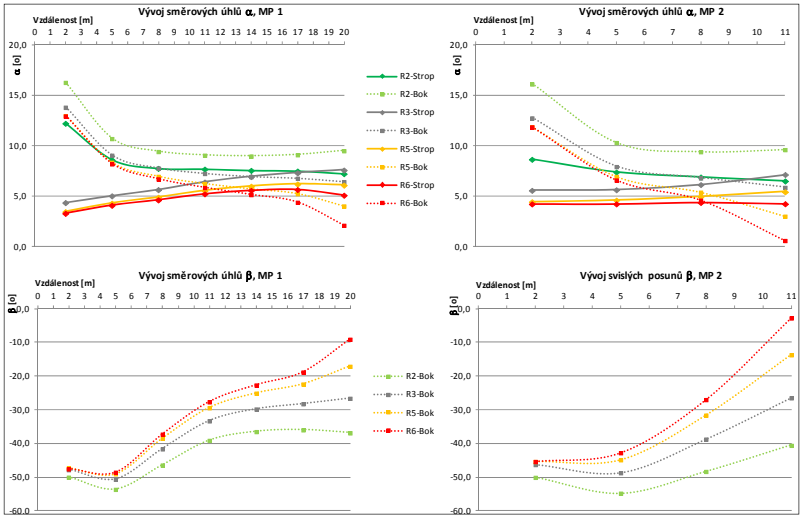


Graf 9: Srovnání vývojů posunů *Uy* a *Uz* – model 2

Z průběhů posunů *Uy* a *Uz* (graf 9) v měřických bodech ve stropě díla je patrné, že rozdíly mezi modely s materiály R3, R5 a R6 nejsou nijak zvláště výrazné. Pouze mezi R3 a R6 je u svislých posunů s přibližováním čelby k nehomogenitě vidět výraznější diference křivek. Zajímavější je odlišný vývoj podélných posunů v prostředí s nehomogenitou R2. Z počátku je velikost posunů vyšší směrem do prostředí, ale s přibližováním k nehomogenitě se směr otáčí. Je to dáno patrně tím, že nehomogenity s horšími vlastnostmi „tlačí“ více proti nevyraženému horninovému celíku. Po větším přiblížení výlomu k nim se ale napjatost přeskupuje směrem do volné plochy výlomu. U svislých posunů v boku díla (graf 9) jsou rozdíly ve vývojích téměř nulové, u podélných jsou patrnější, ale absolutní rozsah velikostí je velmi malý, do 2 mm.

Naproti tomu průběh směrového úhlu α (graf 10) má v případě nehomogenity R2 tendenci stálou, klesající (stáčející se od nehomogenity do výlomu), kdežto u ostatních je tomu opačně, což je velmi důležitý poznatek. Zajímavé jsou i velikosti směrových úhlů měřických bodů v bocích výlomu. Rozdíly pro různou geologickou skladbu ve směrech i velikostech jsou dosti výrazné a jsou tím větší,

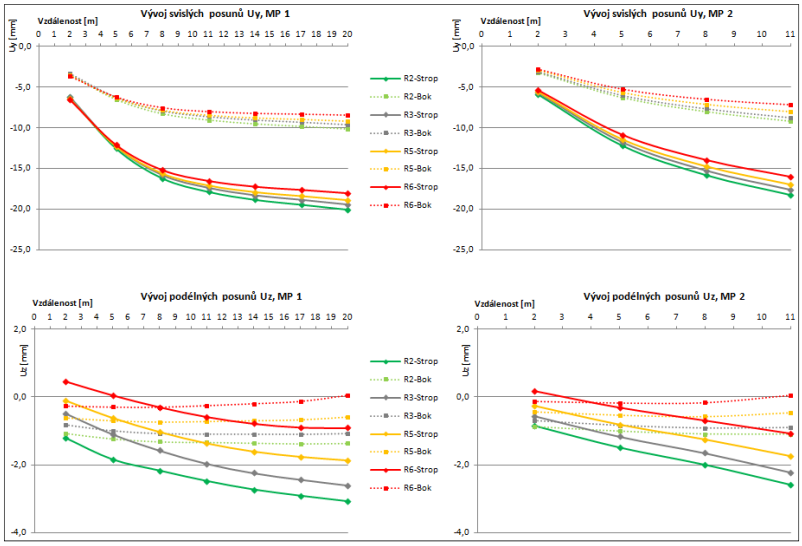
čím jsou vlastnosti nehomogenit odlišnější od základního prostředí. To platí jak pro směrové úhly α, tak pro směrové úhly β, které svírají výslednice posunů *Ux-Uz* se směrem daným osou x.



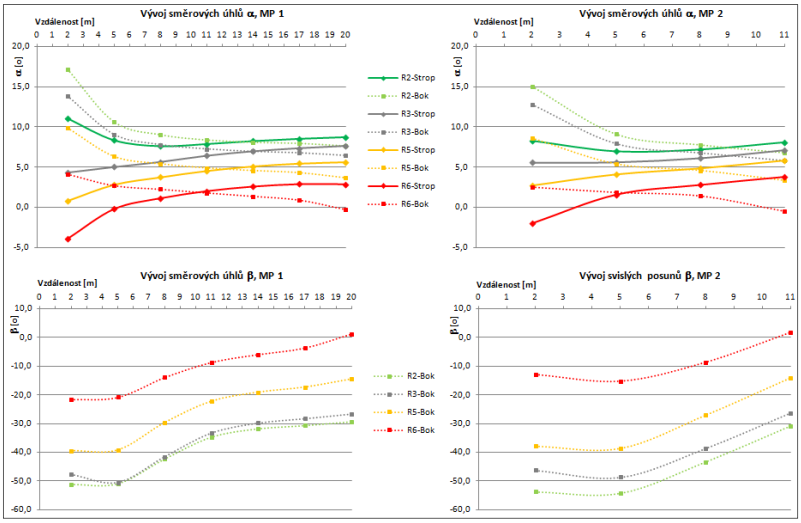
Graf 10: Srovnání vývojů směrových úhlů α a β – model 2

V numerickém modelu 3 je opět simulována nehomogenita, která se nachází před čelbou a výlom se k ní postupně přibližuje. Její mocnost je též 5 metrů, na rozdíl od předchozího modelu má ale směrem k počvě sklon 45°. Stejné jako v předchozím případě jsou i typ základního prostředí a materiálů tvořících nehomogenity.

Z porovnání grafů modelu 2 a grafů modelu 3 vyplynul větší rozdíl mezi podélnými posuny *Uz*, kdy v modelu 3 mají posuny ve stropě i v boku díla konstantní přírůstek v závislosti na kvalitě prostředí nacházejícím se v předpolí. Větší je i samotný rozsah velikostí. Velikosti a průběhy svislých posunů jsou naproti tomu obdobné. Větší rozsah v závislosti na kvalitě předpolí vykazují také směrové úhly. Opět platí, že směrové úhly α pro body ve stropě mají tendenci se více stáčet do kvalitativně horšího prostředí. Směrové úhly v bocích mají ale navíc, na rozdíl od předchozího modelu, s přibližováním k nehomogenitě odlišné kvality konstantní diference velikostí.



Graf 11: Srovnání vývojů posunů *Uy* a *Uz* – model 3



Graf 12: Srovnání vývojů směrových úhlů α a β – model 3

Parametry numerického modelu 4 jsou zcela totožné s předchozím, pouze nehomogenita má vzhledem k čelbě opačný sklon, opět ukloněný o 45° od svislice, tentokrát směrem od počvy. Průběhy posunů mají obdobný charakter, jako u modelu 3, ale velikosti pro různá prostředí v předpolí mají velmi malé rozdíly, až na svislé posuny pro prostředí s nehomogenitou tvořenou materiálem R6. U tohoto je přece jen odlišnost o něco výraznější. Stejné jako u posunů je to i se směrovými úhly. Pro vývoj směrových úhlů α ve stropě díla platí totéž jako u opačného sklonu nehomogenity. Rozsah hodnot je však o dosti menší.

Výsledky také potvrzují obecně známou skutečnost, že na prostorovém přetváření výlomu se projeví nejvíce nehomogenita se sklonem k počvě a nejméně se sklonem opačným, což se odráží i ve velikostech a rychlostech vývojů směrových úhlů.

LITERATURA

[1] MAREK, R. 2012. *Vliv kvality horninového prostředí na vývoj posunů výlomu tunelu : Disertační práce*. Ostrava : VŠB-TU Ostrava, Fakulta stavební, 2012. 105 s.

[2] MAREK, R. 2005. *Vliv nehomogenit a anizotropie horninového masívu na kvantitativní a kvalitativní obraz přetváření výlomu tunelu : Diplomová práce*. Ostrava : VŠB-TU Ostrava, Fakulta stavební, 2005. 89 s.

[3] KLEPSATEL, F., KUSÝ, P., MAŘÍK, L. 2003. *Výstavba tunelů ve skalních horninách.* Bratislava : Jaga group, v.o.s., 2003. 210 s., ISBN 80-88905-43-5.

[4] SCHUBERT, W., STEINDORFER, A. 1996. Selective Displacement Monitoring during Tunnel Excavation. *Felsbau 14*, 1996, No.2. Essen : VGE, s. 93-98. ISSN 0174-6979.

[5] TURČEK, P., HULLA, J. 2004. *Zakladanie stavieb.* Bratislava : Jaga group, v.o.s., 2004. 360 s., ISBN 80-88905-43-5.

[6] www.barab.eu - informační (databázový) systém BARAB® vyvinutý společností ARCADIS

[7] Závěrečná zpráva II. etapy IGP a geotechnického průzkumu. GEOtest Brno a.s, 2007.

[8] 3D Finite Element Analysis for Geotechnical & Tunnel Analysis. *MidasGTS Training Course : 24-25 April, 2008, Prague*. European Institute of IT Education, EIITE, 2008.

Oponentní posudek vypracoval:

Doc. Ing. Vladislav Horák, CSc., Ústav geotechniky, Fakulta stavební, VUT v Brně.

Prof. Ing. Jiří Barták, DrSc., Katedra geotechniky, Fakulta stavební, ČVUT v Praze.

Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské - Technické univerzity Ostrava
číslo 2, rok 2012, ročník XII, řada stavební
článek č. 16

Tomáš PETŘÍK[1], Eva HRUBEŠOVÁ[2], Martin STOLÁRIK[3], Miroslav PINKA[4]

PARAMETRICKÁ STUDIE VLIVU TYPU ZEMINY NA AMPLITUDU RYCHLOSTI KMITÁNÍ

PARAMETRIC STUDY ON THE EFFECTS OF SOIL TO OSCILLATION VELOCITY

Abstrakt

Příspěvek je zaměřen na možnost posouzení vlivu charakteru zemin na amplitudu rychlosti kmitání vyvolanou dynamickým zatížení. Pro řešení parametrické studie je využito matematického modelování ve výpočetním programu Plaxis 2D založeného na metodě konečných prvků. Dynamické zatížení vychází v příspěvku z experimentálního měření provedeného na standu v areálu Fakulty stavební, VŠB-TUO. Vlastnosti zemin vycházejí ze směrných normových charakteristik. Výsledkem provedené modelové analýzy jsou útlumové křivky amplitudy rychlosti kmitání pro jednotlivé typy zemin.

Klíčová slova

Dynamické zatížení, amplituda rychlosti kmitání, Plaxis, vlastnosti zemin.

Abstract

The paper focuses on the possibility of evaluating the influence of character of the soil to oscillations velocity induced dynamic loads. Mathematical modeling is used to solve the parametric study. Models are created in software Plaxis 2d based on finite element method. Dynamic load is based on experimental measurements on the stand in the area of the Faculty of Civil Engineering, VSB-TUO. Soil properties are determined from the normative indicative characteristics. The paper result is attenuation curve velocity of oscillation velocity for different types of soils.

Keywords

Dynamic load, oscillation velocity, Plaxis, properties of soils.

1 ÚVOD

Při realizaci staveb, včetně těch geotechnických, je snahou stavitelů různými způsoby předcházet vzniku poruch na konstrukcích a jejich šíření [2]. Tyto poruchy jsou především způsobeny nesprávnou technologií výstavby a založení a použitými materiály. V nemalé míře mohou být

[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] Doc. RNDr. Eva Hrubešová, 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. Martin Stolárik, Ph.D., Katedra geotechniky a podzemního stavitelství, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava-Poruba, tel.: (+420) 597 321 928, e-mail: martin.stolarik@vsb.cz.

[4] Ing. Miroslav Pinka, 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: miroslav.pinka@vsb.cz.

způsobeny i seizmickým zatížením v důsledku přírodních [10] či antropogenních vlivů [8]. Mezi nejvýznamnější činnosti vyvolané člověkem, které způsobují seizmické vlnění, patří například trhací práce [9], beranění štětovnic [4] či hutnění zeminy [6]. Předejít nežádoucím účinkům, které mohou být způsobeny těmito činnostmi, můžeme pomocí správné volby technologie výstavby pro danou lokalitu. Jednou z možností jak přispět ke správné a spolehlivé volbě technologie výstavby je využití matematického modelování daného problému.

Na vlastní šíření seizmického vlnění má vliv spoustu parametrů, které je nutno do modelů zahrnout. Jedním z těchto parametrů je i samotné prostředí, kterým se vlnění šíří. Cílem tohoto příspěvku je studie vlivu jednotlivých zemin na amplitudu rychlosti kmitání vyvolanou dynamickým zatížení v jednoduchém matematickém modelu. Jednotlivé typy zemin jsou do modelů zadány podle směrných normových charakteristik uvedených v normě ČSN 73 1001 (dále jen SNCH). Vyhodnocení a analýza výsledků matematických modelů může pomoc při předvídání šíření seizmického vlnění reálným prostředím. Díky tomu se dá přizpůsobit technologie výstavby.

2 CHARAKTERISTIKA MODELŮ

Pro matematické modelování je zvolena dvojdimenzionální varianta výpočetního programu Plaxis, která byla v rámci projektu „Tvorba a internacionalizace špičkových vědeckých týmů a zvyšování jejich excelence na Fakultě stavební VŠB-TUO“ (CZ.1.07/2.3.00/20.0013) up-gradovaná na novější verzi (Plaxis 2D, 2010). Matematické modely jsou z důvodu časové a datové úspory zjednodušeny (např. pouze jedna vrstva zeminy, nebo zanedbání vlivu podzemní vody). Modely jsou vytvořeny jako rotačně symetrické v rozsahu 100 x 50 m (délka x hloubka). Volba hutnícího stroje vycházela z výsledků experimentálního měření [7] na zkušebním standu v areálu FAST [1]. Celkem je zhotoveno 18 parametrických modelů podle typů zemin z SNCH.

2.1 Zvolený výpočetní program

Plaxis je výpočetní program určený pro dvojdimenzionální a trojdimenzionální deformační a stabilitní analýzu geotechnických úloh. Tento program je založen na numerické metodě konečných prvků a je produktem holandské společnosti PLAXIS BV. Pro analýzu dynamických úloh pomocí MKP disponuje tento výpočetní program výpočtovým dynamickým modulem. Samotný výpočetní program se vyznačuje jednoduchým vizuálním prostředím (viz. Obr. 1).

Dynamická analýza ve výpočetním programu Plaxis vychází z rovnice (1) Newtonova pohybového zákona [4].

$$F = m \cdot a_g \tag{1}$$

kde:

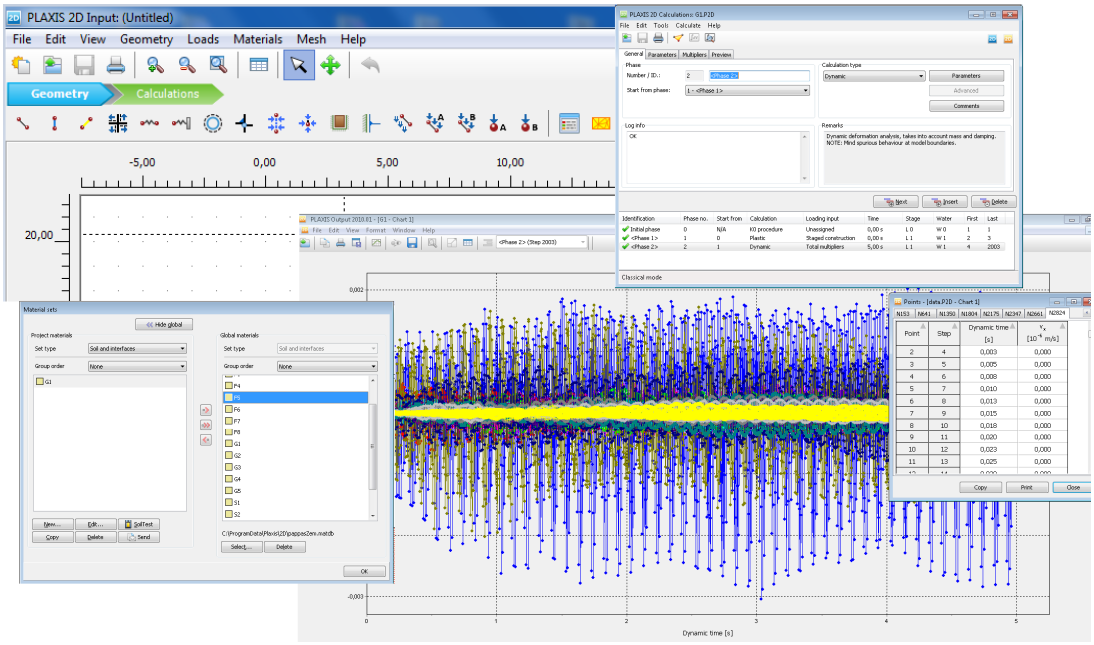
F	–	je síla [kN];
m	–	hmotnost tělesa [kg];
a_g	–	zrychlení [m.s^{-2}].

Základní rovnice pro výpočet časově závislých deformačních změn pod vlivem dynamického zatížení je pak definována pomocí maticového zápisu pro celou uvažovanou oblast podle vztahu (2).

$$a \cdot M + v \cdot C + u \cdot K = F \tag{2}$$

kde:

M	–	hmotnostní matice;
u, v, a	–	posun, rychlost a zrychlení v závislosti na čase;
C	–	matice tlumení;
K	–	matice tuhosti;
F	–	vektor zatížení.



Obr. 1: Ukázka výpočetního programu Plaxis

2.2 Vstupní parametry modelů – zeminy

Pro případ parametrických výpočtů je tedy vytvořeno 18 modelů s homogenním prostředím, pro které jsou fyzikální a mechanické vlastnosti určeny ze středních hodnot směrných normových charakteristik zemin (G1 – G5, S1 – S5 a F1 – F8) a uvedeny v Tab. 1-3. Výpočetní program Plaxis nedokáže počítat s nulovou hodnotou soudržnosti, proto je jako minimální hodnota soudržnosti pro 6 nesoudržných zemin (G1 – G3 a S1 – S3) zvolen 1 kPa. Podélná (Vp) a příčná (Vs) rychlost šíření seizmických vln jsou pro jednotlivé zeminy ve výpočetním programu stanoveny automaticky ze zadaných parametrů (přetvárných parametrů a objemové hmotnosti) pomocí rovnic (3) a (4). Materiálové parametry tlumení, jež se do výpočetního programu zadávají pomocí Rayleighových součinitelů tlumení, nejsou pro tyto modely uvažovány. Hladina podzemní vody se v modelu neuvažuje.

$$V_P = \sqrt{\frac{E_{oed}}{\rho}} \qquad E_{oed} = \frac{E_{def}}{\beta} = \frac{E_{def} \cdot (1-\upsilon)}{(1+\upsilon)\cdot(1-2\cdot\upsilon)} \tag{3}$$

$$V_S = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \qquad G = \frac{E_{def}}{2\cdot(1+\upsilon)} \tag{4}$$

kde:

E_{oed}	–	Edometrický modul [MPa];
G	–	Smykový modul [MPa];
E_{def}	–	Deformační modul [MPa];
ρ	–	Objemová hmotnost prostředí [kg.m^{-3}];
ν	–	Poissonovo číslo [-].

Tab. 1: Fyzikální a mechanické vlastnosti jemnozrnných zemin

Zemina	Objemová tíha [kN.m^{-3}]	Poissonovo číslo [-]	Úhel vnitřního tření [°]	Soudržnost [kPa]	Deformační modul [kPa]
F1	19	0,35	29	14	17500
F2	19,5	0,35	27	16	14500
F3	18	0,35	26,5	18	9000
F4	18,5	0,35	24,5	20	7250
F5	20	0,4	21	18	10750
F6	21	0,4	19	18	10750
F7	21	0,4	17	14	10500
F8	20,5	0,42	15	12	8500

Tab. 2: Fyzikální a mechanické vlastnosti písčitých zemin

Zemina	Objemová tíha [kN.m^{-3}]	Poissonovo číslo [-]	Úhel vnitřního tření [°]	Soudržnost [kPa]	Deformační modul [kPa]
S1	20	0,28	38	(1)	65000
S2	18,5	0,28	34,5	(1)	32500
S3	17,5	0,3	30,5	(1)	18500
S4	18	0,3	29	5	10000
S5	18,5	0,35	27	8	8000

Tab. 3: Fyzikální a mechanické vlastnosti štěrkových zemin

Zemina	Objemová tíha [kN.m^{-3}]	Poissonovo číslo [-]	Úhel vnitřního tření [°]	Soudržnost [kPa]	Deformační modul [kPa]
G1	21	0,2	40	(1)	375000
G2	20	0,2	37	(1)	175000
G3	19	0,25	34	(1)	90000
G4	19	0,3	32,5	4	70000
G5	19,5	0,3	30	6	50000

2.3 Vstupní parametry modelů - dynamické zatížení

Zatížení je v modelu zadáno obdobně jako článku [6], tedy jako spojité dynamické zatížení působící na ocelovou desku o vlastní tíze zařízení. Zdrojem vibrací je reverzní vibrační deska VDR 22 (Obr. 2), která je součástí vybavení geotechnické laboratoře na VŠB - TUO. Parametry reverzní vibrační desky, které jsou potřebné pro zadání do modelu, vycházejí jak z charakteristik udávaných výrobcem [3], tak i z provedeného experimentálního měření na zkušebním standu v areálu FAST. Parametry zadané do modelu jsou uvedeny v Tab 4.

Obr. 2: Reverzní vibrační deska VDR 22 při experimentálním měření

Tab. 4: Parametry reverzní vibrační desky

Reverzní vibrační deska VDR 22		
Hmotnost	120	kg
Rozměry hutnící desky	400 x 630	mm
Frekvence*	100 / 82	Hz
Odstředivá síla	22	kN

* maximální frekvence uvedená výrobcem / frekvence dosažená při experimentálním měření

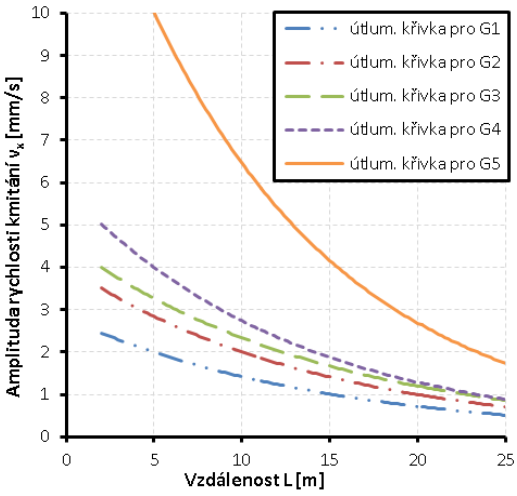
2.3 Vstupní parametry modelů - dynamické zatížení

V modelech jsou zadány mimo klasických geometrických okrajových podmínek, které omezují na hranici posuny v příslušném směru, také tzv. absorpční podmínky na spodní a pravé vertikální hranici. Těmito absorpčními podmínkami dosáhneme absorpci přírůstků napětí na hranicích modelu, které jsou způsobeny dynamickým zatížením a které by se jinak odrážely zpět do modelu. Primární napjatost je generována programovým systémem automaticky na základě vlastností uvažovaných zemin a hloubky. Dále je nutné správně zvolit velikost výpočetních časových kroků. To ovlivní nejen dobu výpočtu, ale i objem a přesnost samotných dat. Pro modely byl počet kroků zvolen na 2000. U výpočtu je též nutno stanovit dobu, po kterou bude dynamické zatížení působit. Tato doba má též vliv na dobu výpočtu a objem dat. Pokud budeme provádět měření ve větších vzdálenostech (desítkách metrů) je nutné přiměřeně prodloužit dobu, po kterou působí zatížení. Pro dané modely působí dynamické zatížení po dobu 5 sekund. Dále jsou v modelu určeny povrchové body, ve kterých byly vyhodnoceny výsledky výpočtu. V kalkulačním modulu je zvoleno 10 bodů (omezeno Plaxisem) ve vzdálenostech od místa vibrování cca 2, 4, 6, 8, 10, 12, 14, 16, 18 a 20 [m]. Tyto body můžou být případně doplněny ve výsledkovém modulu.

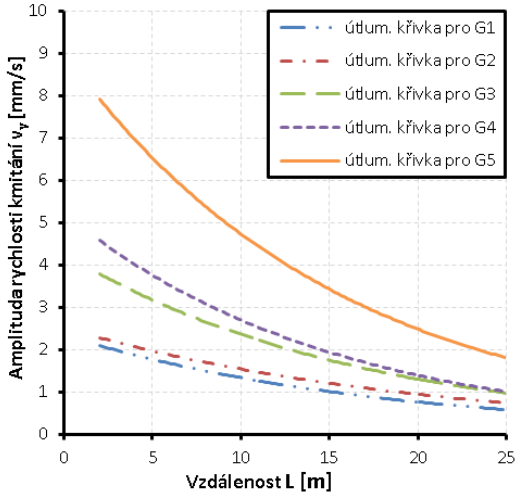
3 VÝSLEDKY

Výstupem z matematických modelů jsou vlnové záznamy v ose x a y pro zvolené povrchové body. Pomocí těchto vlnových záznamů jsou následně sestaveny křivky závislosti amplitudy rychlosti kmitání na vzdálenosti, též nazývané jako útlumové křivky (dále jen Ú.K.) [4]. Útlumové křivky z modelů jsou rozděleny do čtyř typů podle druhů zemin. Jedná se tedy o útlumové křivky

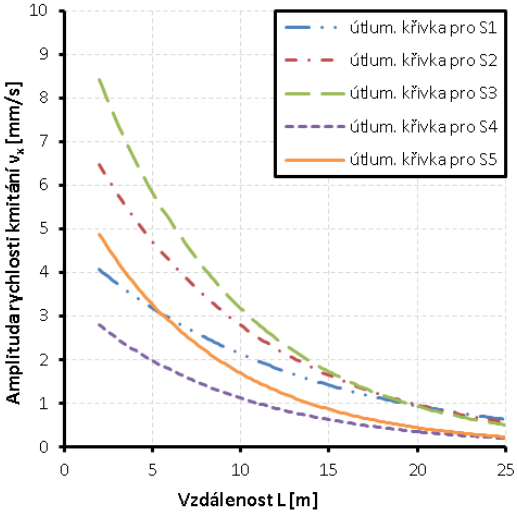
štěrkovitých zemin (obr. 3 a 4), písčitých zemin (obr. 5 a 6), hlinitých zemin (obr 7 a 8) a jílovitých zemin (obr. 9 a 10).



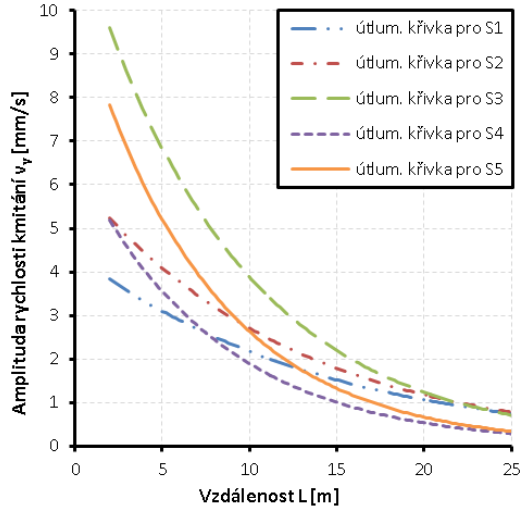
Obr. 3: Útlumové křivky štěrkových zemin v ose x



Obr.4: Útlumové křivky štěrkových zemin v ose y



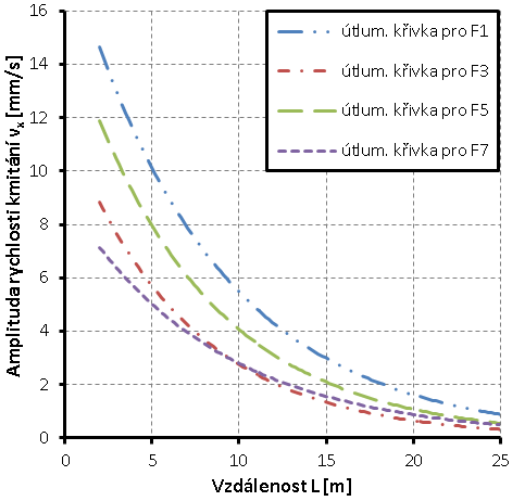
Obr. 5: Útlumové křivky písčitých zemin v ose x



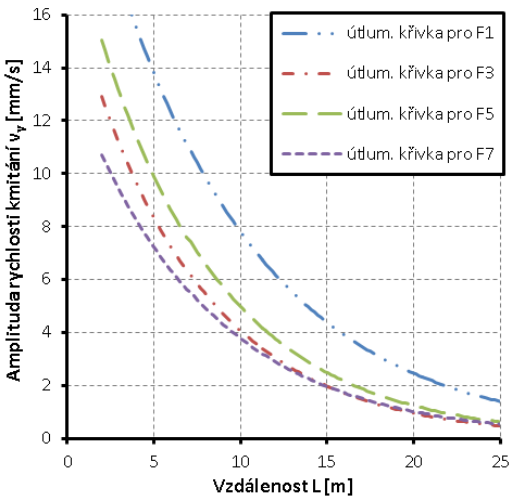
Obr. 6: Útlumové křivky písčitých zemin v ose y

U štěrkových zemin dosahuje nejnižších amplitud rychlosti kmitání v obou směrech štěrk dobře zrněný G1 – GW (viz. Obr. 3 a 4). Naopak nejvyšších hodnot dosahuje štěrk jílovitý G5 – GC. Při pohledu na vlastnosti štěrkových zemin v tab. 3 je patrné, že nejvýznamnější vliv bude mít především deformační modul zemin. Podobně ovlivňuje amplitudu rychlosti kmitání u písčitých zemin (obr 5 a 6) také deformační modul, alespoň co se týče písků s nižším obsahem jemnozrnných zemin (S1 – S3). U písčitých zemin s vyšším obsahem jemnozrnných zemin (S4 a S5) se však výrazně projevují i ostatní vlastnosti. Možná i proto zde dosahuje nejnižších amplitud písek hlinitý S4 – SM.

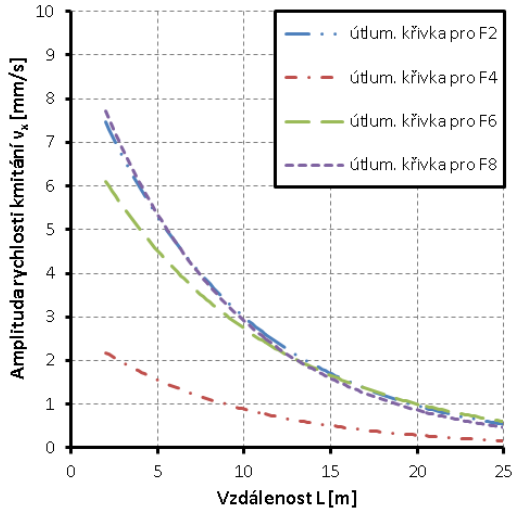
U hlinitých a jílovitých zemin, kde jsou rozdíly v deformačních modulech minimální, se tedy výrazně projevují ostatní vlastnosti. Ovšem z grafů (obr. 7 – 10) lze obtížně určit, které vlastnosti se projevují na útlumových křivkách a jak moc je ovlivňují. Můžeme ale pozorovat ze strmosti útlumových křivek, že jemnozrnné zeminy výrazněji utlumují amplitudu rychlosti kmitání s rostoucí vzdáleností nežli u písčitých a štěrkovitých zemin.



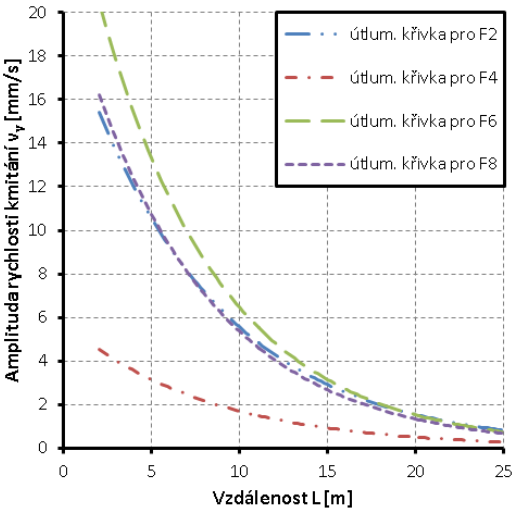
Obr. 7: Útlumové křivky hlinitých zemin v ose x



Obr. 8: Útlumové křivky hlinitých zemin v ose y



Obr.9: Útlumové křivky jílovitých zemin v ose x



Obr.10: Útlumové křivky jílovitých zemin v ose y

4 ZÁVĚR

Dynamický modul výpočetního programu Plaxis se ukázal jako vhodný prostředek pro realizaci parametrických studií závislosti účinků seizmického vlnění na vlastnostech zemin. Bylo zjištěno, že s rostoucí vzdáleností se vliv změny vlastností zeminy na amplitudu rychlosti kmitání snižuje. Z grafů je patrné, že nejlépe snášejí dynamické zatížení štěrkovité zeminy, a to především štěrk dobře zrněný (G1 – GW). Z toho lze předpokládat, že významný vliv na amplitudu rychlosti kmitání má deformační modul, který je u štěrkových zemin větší nežli u písčitých a jemnozrnných zemin. Při pohledu na jemnozrnné zeminy je pak patrné, že deformační modul nebude jediná vlastnost zemin ovlivňující amplitudu rychlosti kmitání. Pokud bychom uvažovali, že budeme mít prostředí s proměnnou jednou vlastností, v našem případě deformačním modulem, a využili rovnic pro výpočet rychlosti šíření (3) a (4) dalo by se konstatovat: „Čím větší deformační modul prostředí, tím vyšší rychlost šíření seizmického vlnění a nižší amplituda rychlosti kmitání“. Pro ověření především kvantitativních výsledků matematického modelování by bylo vhodné realizovat

experimentální monitorovací měření in-situ, která ovšem nebude snadné v celém rozsahu parametrické studie provést vzhledem k charakteru provedených parametrických výpočtů.

Cílem dalších parametrických studií bude zhodnotit vliv jednotlivých fyzikálních a mechanických vlastností zemin, jako je deformační modul zeminy, soudržnost, úhel vnitřního tření, a další. Vliv jednotlivých vlastností zemin na seizmické vlnění bude i součástí disertační práce Ing. Tomáše Petříka.

PODĚKOVÁNÍ

Tento příspěvek byl zpracován v rámci řešení projektu SP2012/59 – Experimentální měření a modelová analýza odezvy vlivu technické seizmicity v horninovém prostředí.

LITERATURA

[1] ČAJKA, R., KŘIVÝ, V. a SEKANINA, D. Design and Development of a Testing Device for Experimental Measurements of Foundation Slabs on the Subsoil. *Transactions of the VŠB - Technical University of Ostrava: Construction Series* [online]. Warsaw: Versita, 2011, Volume XI, Number 1 / 2011, s. 1-5 [cit. 2012-09-13]. DOI: 10.2478/v10160-011-0002-2. Dostupné z: http://www.versita.com.

[2] KREJSA, M. Probabilistic calculation of fatigue crack progression using fcprobcalc code. *Transactions of the VŠB - Technical University of Ostrava*: *Construction Series*[online]. Warsaw: Versita, 2012, Volume XII, Number 1 / 2012, s. 1-11[cit. 2012-09-13]. DOI: 10.2478/v10160-012-0003-9. Dostupné z: http://www.versita.com.

[3] NTC – Profesionální stavební technika. *NTC – Profesionální stavební technika* [online]. 2012 [cit. 2012-09-13]. Dostupné z: http://www.ntc.cz.

[4] 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.

[5] PETŘÍK, T., HRUBEŠOVÁ, E. a LEDNICKÁ, M. A comparison of numerical models results with in-situ measurement of ground vibrations caused by sheet pile driving. *Acta Geodynamica Et Geomaterialia, 9*(2), 2012, 165-171[cit. 2012-09-13]. Dostupné z: www.scopus.com.

[6] PETŘÍK, T., LEDNICKÁ, M., KALÁB, Z. a HRUBEŠOVÁ, E. Analysis of Technical Seismicity in the Vicinity of Reconstructed Road. In: *Transactions of the VŠB - Technical University of Ostrava. Construction Series* [online]. Warsaw: Versita, 2012 [cit. 2012-09-13]. ISSN 1804-4824. DOI: 10.2478/v10160-012-0005-7. Dostupné z: http://www.versita.com/

[7] PINKA, M., STOLÁRIK, M., FOJTÍK, R. a PETŘÍK, T. Experimental Seismic Measurement on the Testing Construction and The Analyze. *Transactions of the VŠB - Technical University of Ostrava*: *Construction Series* [online]. Warsaw: Versita, 2012, Volume XII, Number 1 / 2012, s. 1-11 [cit. 2012-09-13]. DOI: 10.2478/v10160-012-0006-6. Dostupné z: http://www.versita.com.

[8] SARSBY, R. *Environmental Geotechnics*. Thomas Telford Limited, 2000, London.

[9] STOLÁRIK, M. Modeling of vibration effect within small distances. *Acta Geodynamica Et Geomaterialia,* vol. 5, no. 2, 2008, 137-146. Dostupné z: www.scopus.com.

[10] TOWHATA, I. *Geotechnical earthquake engineering*. Springer Verlag- Berlin Heidelberg, 2008, Berlin, 684 pp.

Oponentní posudek vypracoval:

Ing. Petr Hradil, Ph.D., Ústav stavební mechaniky, Fakulta stavební, VUT v Brně.

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

Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské - Technické univerzity Ostrava
číslo 2, rok 2012, ročník XII, řada stavební
článek č. 17

Miroslav PINKA[1], Martin STOLÁRIK[2]

SEIZMICKÁ ODEZVA HYDRAULICKÉHO BOURACÍHO KLADIVA NA DEFINITIVNÍ OSTĚNÍ TUNELU

SEISMIC RESPONSE HYDRAULIC HAMMER ON THE SECUNDARY LINING TUNNEL

Abstrakt

Výstavba a následná havárie tunelů v Jablunkovském průsmyku jsou již mezi širokou odbornou veřejností dobře známy. Po havárii zůstala část tunelu stát s již vybudovaným definitivním ostěním. Druhá část byla provizorně zajištěna betonovou zátkou a těžkým mostním bedněním. Při postupu prací se již dosáhlo etapy, kdy musí být zátka odstraněna. K odstranění se používá kombinace trhacích prací a hydraulického bouracího kladiva. Tento článek se zabývá seizmickým vlivem hydraulického bouracího kladiva. Jedná se tedy o unikátní měření vlivu vibrací přímo na definitivní ostění tunelu. Byl sledován útlum vibrací v prvních metrech ostění a získané záznamy byly vyhodnoceny v amplitudové i frekvenční oblasti. Vyhodnocení bylo provedeno na základě ČSN 73 0040.

Klíčová slova

Hydraulické bourací kladivo, seizmické měření, definitivní ostění.

Abstract

Construction and subsequent tunnels collapse of the Jablunkovsk's pass are already among well known of the professional public. After the collapse left part of the tunnel already standing with secondary lining. The second part was temporarilied concrete secured stopper and heavy bridge formwork. During the progress of work was already reached that stage when plug must be removed. The stopper was removed by combination of blasting operations and hydraulic hammer. This article deals with seismic effect hydraulic hammer. It is therefore a unique measuring effect of vibration on the final tunnel lining. A vibration downturn was monitored in the first meters of the lining and the records were evaluated in the amplitude and frequency resort. This assessment was made on the basis CSN 73 0040.

Keywords

Hydraulic Hammers, seismic measurement, secondary lining.

1 ÚVOD

Tunely v Jablunkovském průsmyku ležící na strategické železniční komunikaci Bohumín - Žilina. Vzhledem ke své dopravní vytíženosti bylo v roce 2007 přistoupeno k jejich rekostrukcí. Jako provozovaný je momentálně používán starší tunel z roku 1871 a tunel novější z roku 1917

[1] Ing. Miroslav Pinka, 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: miroslav.pinka.st@vsb.cz

[2] Ing. Martin Stolárik, Ph.D., Katedra geotechniky a podzemního stavitelství, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava-Poruba, tel.: (+420) 597 321 928, e-mail: martin.stolarik@vsb.cz

se rekonstruuje. Po mimořádné události v listopadu 2009, kdy došlo k zavalení části tunelu, až do nynější doby, dochází v rekonstruovaném tunelu ke zmáhání závalu, přičemž čelba je rozdělena do šesti dílčích výrůbů [1].

Při zabezpečení tunelu proti dalšímu zavalování bylo jako jedno z opatření realizováno i částečné vyplnění tunel výplňovou betonovou směsí. Na takto vzniklou zátku bylo postaveno tzv. „pižmo“. Jedná se o speciální podpěrnou konstrukci používanou při konstrukci mostu. Při postupu prací na výstavbě tunelu se však již došlo do fáze, ve které se přistupuje k odstranění „pižma“ a jeho betonové základny. Tyto práce probíhají v blízkosti definitivního ostění tunelu zbudovaného již před havárii. Vzhledem k pevnosti betonu, která výrazně přesahuje pevnost okolní horniny, přichází v úvahu při odstraňování jen trhací práce anebo hydraulické bourací kladivo na podvozku těžkého pásového lopatového rypadla. Blízkost definitivního ostění neumožňuje použití trhacích prací bez rizika poškození. Jediné východisko k řešení tohoto technického problému tak zůstalo použití hydraulického bouracího kladiva.

Většina měření vibrací na tunelových stavbách je realizována při použití trhacích prací [2, 3, 4, 5]. Unikátnost předkládaného měření tak spočívá nejen v použití jiné technologie rozpojování hornin, ale také v umístění senzorů na již zbudovaném definitivním ostění. Z toho vychází možnost přímého posouzení vlivu vibrací na konstrukci ostění. Vlastní posouzení se skládá ze zpracování příslušných útlumových křivek a vyhodnocení záznamů v amplitudové i frekvenční oblasti. Hlavním cílem bylo zjistit, zda by mohlo dojít k poškození zbudovaného ostění.

2 EXPERIMENTÁLNÍ MĚŘENÍ

Experimentální měření prováděné při výstavbě tunelu Jablunkov bylo realizováno seizmickou aparaturou GAIA 2T české firmy Vistec s rychlostním senzorem ViGeo 2 (Vistec). Jedná se o stejné aparatury a senzory, které byly již použity při realizaci experimentálního měření na konstrukci Stend [6].

Měření bylo realizováno při odstraňování betonové zátky. K odstranění betonu bylo použito těžké pásové lopatové rypadlo TEREX TC 240, u něhož bylo nainstalováno hydraulické bourací kladivo TEREX THX4400S (Obr. 1).

Obr. 1: Těžké pásové rypadlo TEREX TC 240

Obr. 2: Situace prováděného měření

Měření probíhalo při odstranění betonové zátky (na Obr. 2 označená číslicí 3). Cílem bylo zjistit vliv na definitivní ostění z litého betonu (označeno číslicí 1) mezi místem vykonávané práce a definitivním ostěním byla ještě část primárního ostění ze stříkaného betonu o délce 13 m (označená číslicí 2). Mezi primárním ostěním a místem práce byla vzdálenost 3 m. Minimální vzdálenost, na kterou se tedy při své práci dostane bourací kladivo, k definitivnímu ostění je 16 m. Proto byl první senzor umístěn ve vzdálenosti 16,5 m, ostatní senzory byly umístěny ve vzdálenostech 21 a 27 m.

Geologicky se nachází rekonstruovaný tunel ve složitých podmínkách. Jeho okolí reprezentují Vnější Západní Karpaty, tvořené převážně sedimenty flyšového charakteru (střídání jílovců, prachovců, pískovců a slepenců), které jsou zastoupeny slezskou a račanskou jednotkou. Obě tyto jednotky tvoří samostatné příkrovy, nasunuté přes sebe tzv. magurským nasunutím. Linie magurského nasunutí probíhá na východním úbočí Jablunkovského průsmyku (podél nového silničního tahu E75, Jablunkov – Čadca). Složitá příkrovová stavba je doprovázena zlomovou tektonikou. Z inženýrsko-geologického hlediska je flyšový komplex typickým sesuvným územím.

Vlastní trasa tunelu se nachází ve svrchní části slezské jednotky paleogenního stáří, tvořené převážně jílovci s rohovcovitými a pískovcovitými polohami. Tunely jsou raženy v nejméně příznivých geologických podmínkách, v souvrství drobně cyklického flyše, s převahou vápnitých jílovců, s velmi nízkou, až extrémně nízkou pevností (tomu odpovídají pevnosti v prostém tlaku v rozmezí 1,5 – 0,5 MPa). Současnou ražbou byly zastiženy laminované tmavošedé jílovce, drobně provrásněné, částečně zbřidličnatělé až podrcené. Jílovce obsahují tenké, nepravidelné vložky prachovců až pískovců (mocnost do 5 cm). Převažuje vrstevnatost se středním úklonem k jihovýchodu, břidličnatost je strmého úklonu s převládajícím směrem východ – západ.

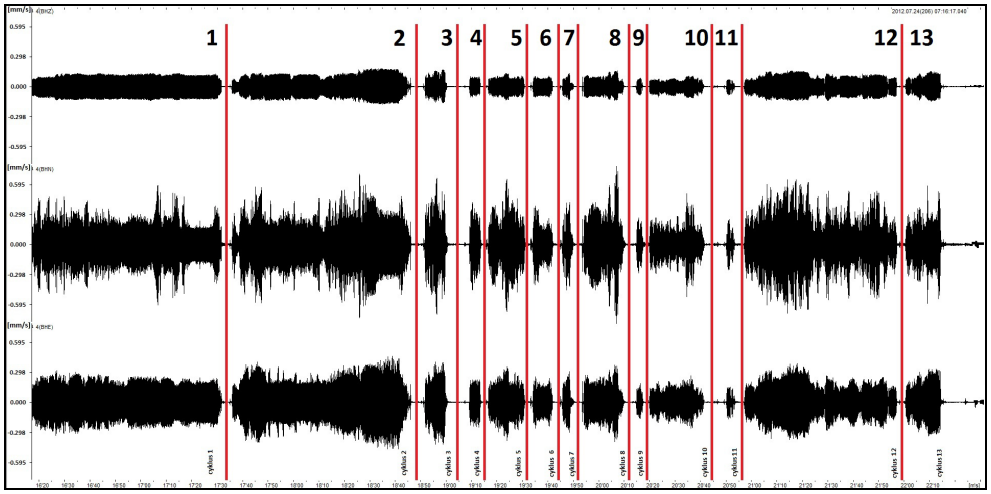
Kvartérní pokryv je převážně budován diluviálními sedimenty, které dosahují mocnosti cca 0,8 - 3,2 m (ojediněle až 6,1 m). Diluvia mají většinou charakter jílů písčitých, až jílů se střední plasticitou, většinou tuhé, místy měkké nebo pevné konzistence.

Vzhledem ke konfiguraci terénu stéká z přilehlých svahů do oblasti průsmyku několik drobných vodotečí, které zavodňují oblast tunelového nadloží. Hladina podzemní vody je v hloubce 0,25-6 m pod terénem. Během ražby nebyly zastiženy výraznější přítoky vody, výrub byl suchý až vlhký [podle 7, 8, 9, 10].

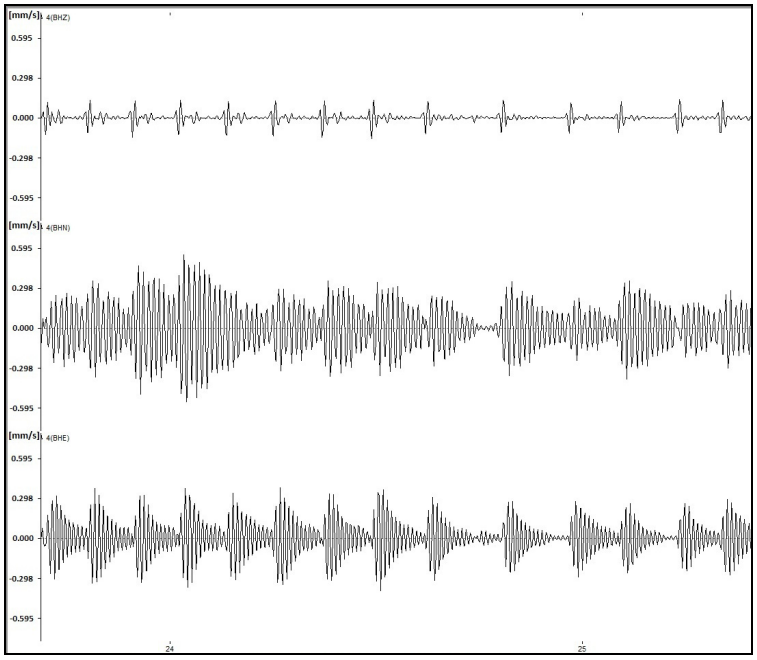
Ostění raženého tunelu je dvouplášťové s mezilehlou foliovou hydroizolaci tloušťky 3 mm. Primární ostění je ze stříkaného betonu C 16/20 s výztužnými příhradovými oblouky a dvěma vrstvami výztužných sítí. Stabilita přístropí při ražbě je zajištěna předraženými jehlami. Definitivní ostění je z monolitického železobetonu C 30/37, který je vyztužen příhradovými oblouky a vodorovnými příložkami [11].

3 VYHODNOCENÍ NAMĚŘENÝCH DAT

Výstupem seizmického měření jsou vlnové obrazy záznamu práce hydraulického bouracího kladiva. Měření probíhalo na již zbudovaném železobetonovém definitivním ostění tunelu a to ve vzdálenostech 16,5 m, 21 m a 27 m, měření probíhalo kontinuálně po dobu cca 6 minut, a proto bylo možné zpracovat více pracovních cyklů. Celkem bylo zpracováno 13 pracovních cyklů. Rozdělení měření na jednotlivé cykly je zobrazeno na obrázku 3. Příklad části vlnového obrazu části 2. cyklu je na obrázku 4. Na obrázcích je shora znázorněna složka vertikální /SHZ/, dále složka horizontální radiální /SHN/ a transversální /SHE/, vodorovná osa je čas. Na obrázku 3 je na vodorovné ose čas v minutách a sekundách; na obrázku 4 je časové měřítko pro názornost roztaženo až do úrovně jednotlivých sekund. Na obou obrázcích jsou na svislých osách uvedeny hodnoty rychlosti kmitání v mm/s.

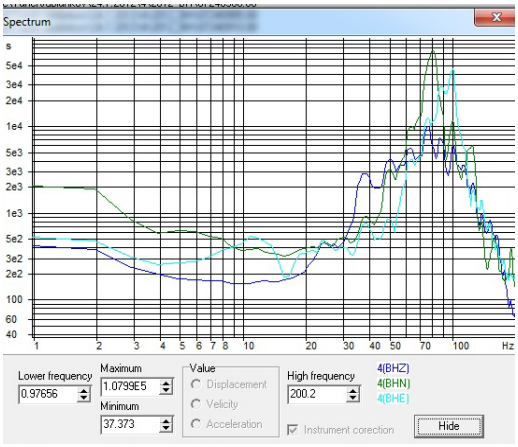


Obr. 3: Rozdělení celkového vlnového obrazu záznamu hydraulického bouracího kladiva

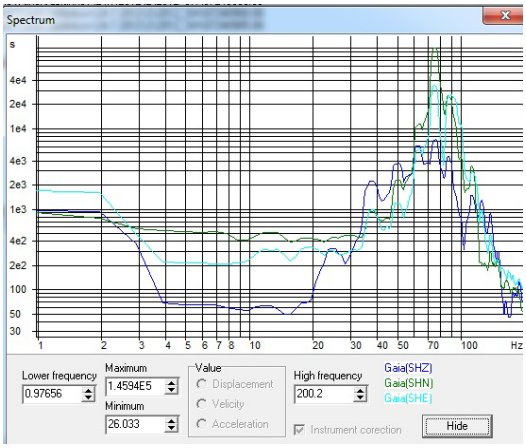


Obr. 4: Příklad části vlnového obrazu záznamu cyklu 2 ve vzdálenosti 16,5 m

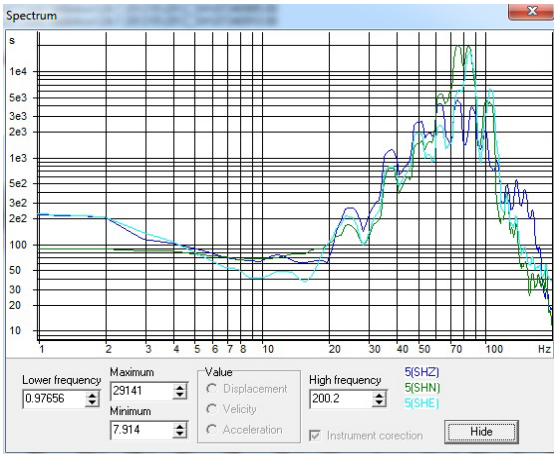
Dalším výstupem jsou frekvenční spektra záznamu vibrování (Obr. 5, 6 a 7). Jak je patrné ze spekter získaných z vlnových obrazů vibrování hydraulického kladiva, frekvence na jednotlivých měřících stanovišť se mění. Ve vzdálenosti 16,5 m (Obr. 5) je frekvence 80Hz, vzdálenosti 21 m odpovídá 75 Hz (Obr. 6). Stanovišti vzdálenému 27 m (Obr. 7) odpovídá převažující frekvenční rozsah od 60 do 90 Hz s dvěma píky o hodnotách 65 a 74 Hz. Tento jev si lze nejspíše vysvětlit různou frekvenční odezvou tunelového ostění a celkovým útlumem po délce.



Obr. 5: Příklad frekvenčního spektra ve vzdálenosti 16,5 m



Obr. 6: Příklad frekvenčního spektra ve vzdálenosti 21 m



Obr. 7: Příklad frekvenčního spektra ve vzdálenosti 27 m

Z vlnových obrazů byly odečteny maximální hodnoty amplitudy rychlosti kmitání pro jednotlivé cykly a také pro jednotlivé vzdálenosti senzorů (Tab. 1). Takto získané hodnoty byly zpracovány pomocí statistické funkce medián do tabulky 2. Na rozdíl od jiných statistických metod byla funkce medián zvolena pro její výhodu spočívající v nejmenším ovlivnění extrémními hodnotami

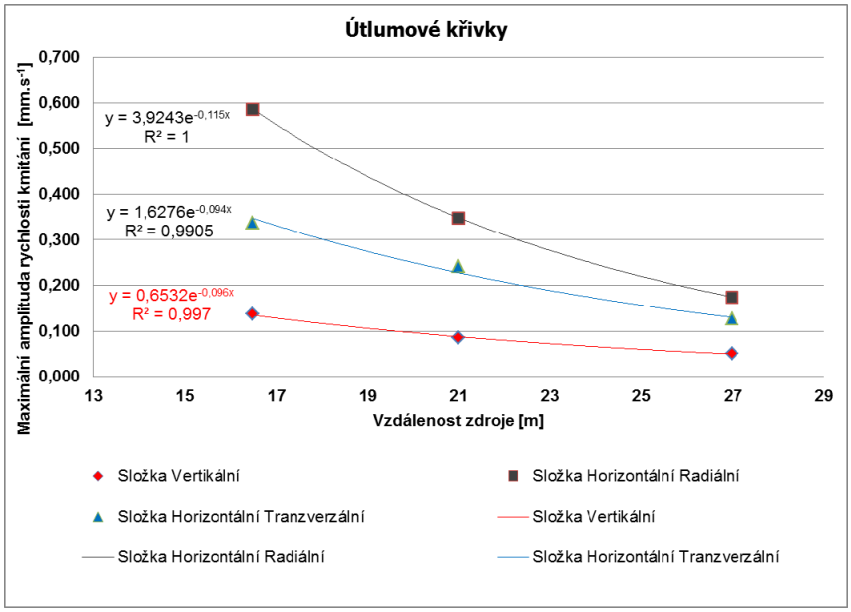
Tab. 1: Maximální složkové amplitudy rychlosti kmitání

Vzdálenost/cyklus	Maximální amplituda rychlosti kmitání [mm.s^{-1}]		
	Složka Vertikální	Složka Horizontální Radiální	Složka Horizontální Tranzverzální
16,5m/ 1.cyklus	0,137	0,604	0,336
16,5m/ 2.cyklus	0,174	0,729	0,461
16,5m/ 3.cyklus	0,167	0,693	0,422
16,5m/ 4.cyklus	0,108	0,443	0,249
16,5m/ 5.cyklus	0,134	0,675	0,372
16,5m/ 6.cyklus	0,108	0,408	0,261
16,5m/ 7.cyklus	0,137	0,452	0,312
16,5m/ 8.cyklus	0,156	0,779	0,399
16,5m/ 9.cyklus	0,085	0,284	0,187
16,5m/ 10.cyklus	0,119	0,515	0,261
16,5m/ 11.cyklus	0,089	0,257	0,166
16,5m/ 12.cyklus	0,159	0,684	0,372
16,5m/ 13.cyklus	0,152	0,586	0,336
21m/ 1.cyklus	0,094	0,348	0,241
21m/ 2.cyklus	0,098	0,592	0,330
21m/ 3.cyklus	0,098	0,419	0,396
21m/ 4,.cyklus	0,062	0,276	0,178
21m/ 5.cyklus	0,085	0,387	0,393
21m/ 6.cyklus	0,067	0,298	0,205
21m/ 7.cyklus	0,076	0,342	0,218
21m/ 8.cyklus	0,089	0,476	0,290
21m/ 9.cyklus	0,058	0,214	0,134
21m/ 10.cyklus	0,080	0,209	0,178
21m/ 11.cyklus	0,058	0,165	0,125
21m/ 12.cyklus	0,089	0,500	0,321
21m/ 13.cyklus	0,089	0,414	0,263
27m/ 1.cyklus	0,060	0,175	0,127
27m/ 2.cyklus	0,071	0,253	0,206
27m/ 3.cyklus	0,063	0,215	0,182
27m/ 4.cyklus	0,038	0,121	0,073
27m/ 5.cyklus	0,044	0,169	0,123
27m/ 6.cyklus	0,044	0,131	0,102
27m/ 7.cyklus	0,046	0,188	0,161
27m/ 8.cyklus	0,054	0,288	0,209
27m/ 9.cyklus	0,040	0,090	0,058
27m/ 10.cyklus	0,050	0,098	0,088
27m/ 11.cyklus	0,033	0,073	0,046
27m/ 12.cyklus	0,063	0,277	0,207
27m/ 13.cyklus	0,062	0,221	0,142

Tab. 2: Maximální složkové amplitudy rychlosti kmitání

Vzdálenost [m]	Maximální amplituda rychlosti kmitání [mm.s^{-1}]		
	Složka Vertikální	Složka Horizontální Radiální	Složka Horizontální Tranzverzální
16,5	0,137	0,586	0,336
21	0,085	0,348	0,241
27	0,050	0,175	0,127

Na základě hodnot z tabulky 2. byly sestaveny pro tři na sebe kolmé směry tři útlumové křivky velikosti amplitud pro definitivní ostění ve vzdálenosti prvních metrů od zdroje dynamického zatížení (Graf 1).



Graf 1: Útlumové křivky pro dané prostředí získané na základě měření in-situ

4 ANALÝZA NAMĚŘENÝCH DAT Z POHLEDU VLIVU VIBRACÍ NA STAVEBNÍ OBJEKTY

Pro posouzení byla použita ČSN 73 0040 „Zatížení stavebních objektů technickou seizmicitou a jejich odezva“ [12]. Posouzení technické seizmicity se s výjimkou odezvy od trhacích prací provádí podle tabulky 3. Jedná se o přepis tabulky 8 – Mezní hodnoty efektivní rychlosti v_{ef} v mm.s^{-1} a nachází se na straně 20 normy.

Tab. 3: Mezní hodnoty efektivní rychlosti kimitání

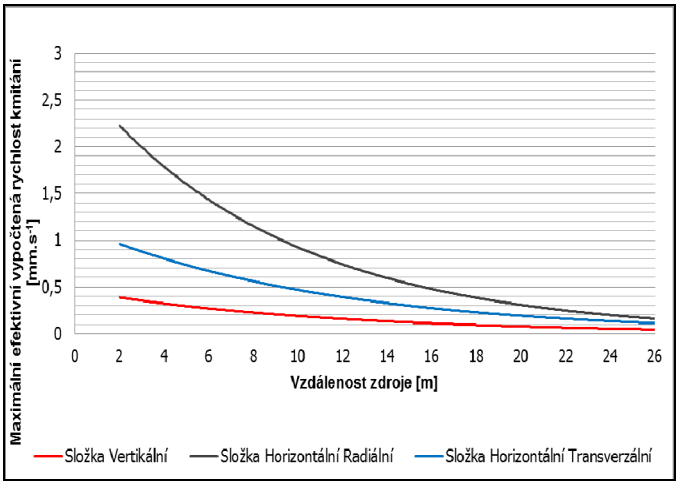
Třída odolnosti objektu	v_{ef} [mm.s^{-1}]			
	Třída významu objektu			
	U	I	II	III
A	0,2	0,4	0,7	1,1
B	0,4	0,6	1	1,8
C	0,7	1,5	2	2,8
D	0,9	2	2,5	3,5
E	1,1	2,5	3	4
F	1,5	3	4	5

Odezva na zatížení technickou seizmicitou se posuzuje zpravidla hodnotou efektivní rychlosti kmitání na referenčním stanovišti, tj. v nejnižším podlaží objektu nebo na jeho základech. Proto byly senzory rozmístěny na definitivním ostění počvy. Pokud jsou na referenčním stanovišti naměřeny menší hodnoty než uvedené v tabulce 3, není potřeba z hlediska mezního stavu únosnosti dále posuzovat konstrukci vůči poškození. Pro posouzení na základě dané normy je třeba stavební objekt zařadit do třídy významu a třídy odolnosti. Podle třídy významu (ČSN 73 0031 [13]) jsou objekty rozděleny do čtyř tříd, a to U, I, II, III. Jako třída U jsou označeny objekty s mimořádným a/ nebo společenským významem, třída I má význam velký, třída II střední a třídou III jsou označeny objekty omezeného významu.

Podle třídy odolnosti jsou objekty rozděleny do 6 tříd (A – objekty nejvíce náchylné k poškození, neodpovídající dnešním stavebním předpisům např. historické památky; B – běžné cihelné stavby; C – velké budovy z cihel a tvárnic, kamenné mosty, kamenné obklady podzemních objektů, potrubí kameninové; E – ŽB a ocelové konstrukce, ŽB inženýrské sítě, betonové monolitické konstrukce podzemních objektů, žílové a koaxiální sdělovací kabely; F – nejvíce odolné objekty, železobetonové a ocelové ostění tunelů, úkryty civilní obrany a ocelové potrubí) a dále do čtyř podskupin (objekty bytové, občanské, průmyslové a zemědělské; objekty inženýrské; objekty podzemní; podzemní inženýrské sítě a kabely).

Z výše uvedeného přehledu lze zařadit definitivní ostění rekonstruovaného tunelu do třídy odolnosti F. Definitivní ostění totiž již bylo vybudováno ještě před havárii. Dosáhlo již své plné návrhové pevnosti. Vzhledem k strategické důležitosti železniční trasy je třída významu U.

V normě ČSN 73 0040 jsou vibrace charakteru déle trvajícího rázového zatížení nebo ustáleného periodického zatížení posuzovány pomocí jejich efektivních hodnot. Zpracování naměřených záznamů probíhalo jako odečet maximálních rychlostí kmitání, proto byly převedeny pro posouzení tyto maximální hodnoty na efektivní. Pro analýzu naměřených hodnot byly zvoleny rovnice útlumových křivek stanovené na základě Grafu 1 (exponenciální závislost). Na základě těchto rovnic byl vytvořen graf (Graf 2), který zohledňuje vypočtené efektivní hodnoty ve všech třech měřených směrech, aby bylo jednoznačně určeno, ve kterém ze směrů jsou rozhodující nejvyšší hodnoty. Mimo určení velikosti efektivních hodnot, které rozhodují o posouzení, mohou grafy sloužit k orientačnímu získání minimální vzdálenosti, ve které nebude překročena hodnota mezní efektivní rychlosti kmitání pro posuzovanou stavbu. Na svislé ose grafu byla zvolena jako maximální hodnota rychlosti kmitání 3 $mm.s^{-1}$, která odpovídá třídě významu II a třídě odolnosti objektu E. Tato hodnota byla zvolena jako limitní, protože vyšších hodnot efektivní rychlosti kmitání při daném zdroji dynamického zatížení nebylo dosaženo. Vypočtené hodnoty začínají na hodnotě 2 m, protože v této vzdálenosti je vývoj rychlosti kmitání řízen jinými zákonitostmi a je nutné je určit měřením.



Graf 2: Grafické znázornění posouzení podle normy

Po určení směru s maximálními efektivními hodnotami, v prezentovaném případě směr horizontální radiální, byl proveden výpočet vzdáleností, ve kterých jsou dosaženy hodnoty rychlosti kmitání podle tab. 3. Vypočtené hodnoty bezpečných vzdáleností i pro jiné třídy objektu a jejich významu než je třída FU při ohrožení účinky použitého bouracího kladiva a v daných geologických poměrech jsou uvedený v tabulce 4. Pokud by se posuzoval objekt podle normy v lokalitách obdobného geologického profilu a materiálového složení primárního i sekundárního ostění a při provádění obdobných prací, stačilo by po provedení zatřídění objektu vyhledat vypočtenou vzdálenost, ve které již objekt nemusí být posuzován dynamickým výpočtem.

Tab. 4: Vypočtené vzdálenosti objektů při dosažení mezních efektivních rychlostí kmitání pro provedené měření

Třída odolnosti objektu	Vzdálenosti [m] při dosažení mezních efektivních rychlostí [$mm.s^{-1}$] Třída významu objektu			
	U	I	II	III
A	23,95	17,60	12,50	8,40
B	17,60	13,90	9,25	3,95
C	12,50	5,60	2,95	-
D	10,25	2,95	0,95	-
E	8,40	0,95	-	-
F	5,60	-	-	-

5 ZÁVĚR

V geotechnice a v tunelovém stavitelství zvlášť je vždy nutné potýkat se s nepředvídatelnými vlivy okolního horninového prostředí. V některých případech může kombinace několika takových vlivů způsobit až provozní havarii na stavbě jako v případě rekonstrukce Jablunkovských tunelů [14, 15]. Při dalším postupu prací však tato opatření musejí být překonána, aby uvolnila cestu zdárnému zakončení stavby. Právě při takovém to odstravění betonové zátky bylo realizováno toto poměrně unikátní měření. Unikátnost spočívala na blízkosti pracovních procesů vyvolávajících vibrace a již dohotoveného definitivního ostění. Takto mohl být měřen a zkoumán vliv vibrací přímo na konstrukci. Naměřené hodnoty účinku vibrací na konstrukci byly prezentovány ve formě útlumových křivek. Dále bylo měření zhodnoceno podle příslušné normy a byla vypracována tabulka se vzdálenostmi, ve kterých by při obdobné geologii, analogickém materiálovém složení ostění a podobných pracích nemělo dojít k poškození objektu.

Při posouzení bylo zjištěno, že pro třídu významu objektu U a třídě odolnosti objektu F je tato hranice poškození ve vzdálenosti 5,6 m. Protože nebylo zapotřebí se s bouracími pracemi přiblížit k definitivnímu ostění na méně než 13 m, bylo použití hydraulického demoličního kladiva plně oprávněné.

PODĚKOVÁNÍ

Příspěvek byl realizován za finančního přispění specifického výzkumu SP2012/59 „*Experimentální a modelová analýza odezvy vlivu technické seizmicity v horninovém prostředí*“.

LITERATURA

[1] JANDEJSEK, O. Tunel Jablunkov, historie a budoucnost?. *Tunel*. 2012, roč. 2012, č. 2, s. 67-71. ISSN 1211-0728

[2] OZER, U. Environmental impacts of ground vibration induced by blasting at different rock units on the Kadikoy–Kartal metro tunel. *Engineering Geology*. 2008, No. 100, p. 82-90, Amsterdam.

[3] NATEGHI, R., KIANY, M., GHOLIPOURI, O. Control negative effects of blasting waves on concrete of the structures by analyzing of parameters of ground vibration. *Tunnelling and Underground Space Technology*. 2009, No. 24, p. 608-616, Amsterdam

[4] BONGIOVANNI G. Experimental studies of vibrations caused by blasting for tunnel excavations. *Earthquake, blast and impacts: Measurements and effects of vibration, Elsevier Applied Science*, 1991, 201-210.

[5] STOLÁRIK, M: Results of Seismic Measurement in Tunnels on the Railway Corridor IV. *Transactions of the VŠB - Technical University of Ostrava. Construction Series*. 2011, XI, No. 2, p. 10. ISSN 1804-4824. DOI: 10.2478/v10160-011-0031-x. Dostupné z: http://versita.com

[6] PINKA, M., STOLÁRIK. M., FOJTÍK, R., a PETŘÍK, T. Experimental Seismic Measurement on the Testing Construction and The Analyze. *Transactions of the VŠB - Technical University of Ostrava. Construction Series*. 2012, XII, No. 1, p. 1-11. ISSN 1804-4824. DOI: 10.2478/v10160-012-0006-6. Dostupné z: http://versita.com

[7] Wang, M., Pan, X., Zhang, C., Wen, X., & Wang, K. Study of blasting vibration influence on close-spaced tunnel. *Yantu Lixue/Rock and Soil Mechanics.* 2004, *25*(3), p. 412-414. Retrieved from www.scopus.com

[8] MACHÁČEK, E., ĎURKAČ, P.: 2008, Optimalizace trati státní hranice SR – Mosty u Jablunkova – Bystřice nad Olší, přestavba železničního tunelu Jablunkovský č. 2. *Tunel*. 3, s. 3-8, Praha. ISSN 1211-0728

[9] RŮŽIČKA, J., KOREJČÍK, J.: 2006, Rekonstrukce Jablunkovských tunelů. *Tunel*. 4, s. 44-47, Praha. ISSN 1211-0728

[10] JANDEJSEK, O., VESELÝ, V., MÁRA, J. 2009, Tunel Jablunkov – zhodnocení geotechnických rizik přestavby železničního tunelu. *Silnice Železnice*. 4, s. 12-13, Praha.

[11] MÁRA, J. KOREJČÍK, J. Nový Jablunkovský tunel - projekt a realizace. *Tunel*. 2009, roč. 2009, č. 3, s. 21 -26. ISSN 1211-0728.

[12] ČSN 73 0040 – Zatížení stavebních objektů technickou seismicitou a jejich odezva, Český normalizační institut, 1996, Praha.

[13] ČSN 73 0031 – Spolehlivost stavebních konstrukcí a základových půd. Základní ustanovení pro výpočet. Český normalizační institut, 1988, Praha.

[14] KOREJČÍK, J., RŮŽIČKA, J. Reconstruction of the jablunkov tunnels. *Proceedings of the 33rd ITA-AITES World Tunnel Congress - Underground Space - the 4th Dimension of Metropolises.*2007 , 3, p. 1913-1917. Retrieved from www.scopus.com

[15] ALDORF, J., ĎURIŠ. L. Numerical Analysis of Jablunkov Tunnel Collapse. *Transactions of the VŠB - Technical University of Ostrava. Construction Series*. 2010, X, No. 1, p. 1-8. ISSN 1804-4824. DOI: 10.2478/v10160-010-0005-4. Dostupné z: http://versita.com

Oponentní posudek vypracoval:

Doc. RNDr. Blažej Pandula, CSc., Ústav geovied, Fakulta BERG, TU v Košiciach.

Doc. Ing. Karel Drozd, CSc., Ústav hydrogeologie, inženýrské geologie a užité geofyziky, Přírodovědecká fakulta, UK v Praze.

Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské - Technické univerzity Ostrava
číslo 2, rok 2012, ročník XII, řada stavební
článek č. 18

Martin STOLÁRIK[1], Miroslav PINKA[2]

SEIZMICKÁ ODEZVA TRHACÍCH PRACÍ NA MĚLCE RAŽENÉM TUNELU

SEISMIC RESPONSE OF BLASTING OPERATION IN SHALLOW TUNNEL

Abstrakt

Tento příspěvek se zabývá analýzou výsledků z experimentálního seizmického měření dynamické odezvy trhacích prací v mělce raženém železničním tunelu Tomice II (součást IV. železničního koridoru) v malé vzdálenosti, tj. první desítky metrů, a prezentací výsledků matematického modelu dané problematiky. K výstavbě jmenovaného tunelu byla použita Nová rakouská tunelovací metoda. Součástí technologického procesu ražby u této metody je i rozpojování hornin za pomoci trhacích prací. Experimentální měření bylo prováděno na povrchu nad raženým tunelem ve vzdálenosti 8,5 m až 50 m od čelby přes masiv. Matematický model byl vytvořen programem Plaxis 2D za pomoci dynamického modulu. Výstupy matematického modelu byly konfrontovány s výsledky měření in-situ. V příspěvku jsou také publikovány analýzy zaznamenaných vlnových obrazů a to jak v amplitudové tak i frekvenční oblasti.

Klíčová slova

Seizmické měření, matematický model, tunel, trhací práce.

Abstract

This contribution deals with analysis of results that were obtained during seismological measurement of dynamic response of firing explosives performed in shallow railway tunnel named Tomice II (part of railway corridor IV) in near distances, i.e. the distances of first ten meters. Example of numerical modelling of given situation is also presented. The New Austrian Tunnelling Method was used for driving of the tunnel. Shooting and blasting was used as part of driving technology. Experimental measurement was realized on the surface above driven tunnel in distance range 8.5 m – 50 m from the face. Numerical model was created in Plaxis 2D software using dynamic module. Results from this model were compared with in-situ measurements. Analyses of measured wave patterns are also presented both in time and frequency domains.

Keywords

Seismic measurement, mathematical model, tunnel, blasting operation.

1 ÚVOD

Studium seizmických vlivů, vznikajících při provádění trhacích prací obecně a při realizaci mělce vedených podzemních děl obzvlášť, je stále aktuální s ohledem na realizace dalších tunelových a jiných podzemních staveb. S tím souvisí také seizmická měření, a to nejen ta rutinní v rámci běžného monitoringu, která jsou prováděna během výstavby podzemních staveb, ale také měření

[1] Ing. Martin Stolárik, Ph.D., Katedra geotechniky a podzemního stavitelství, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava-Poruba, tel.: (+420) 597 321 928, e-mail: martin.stolarik@vsb.cz.

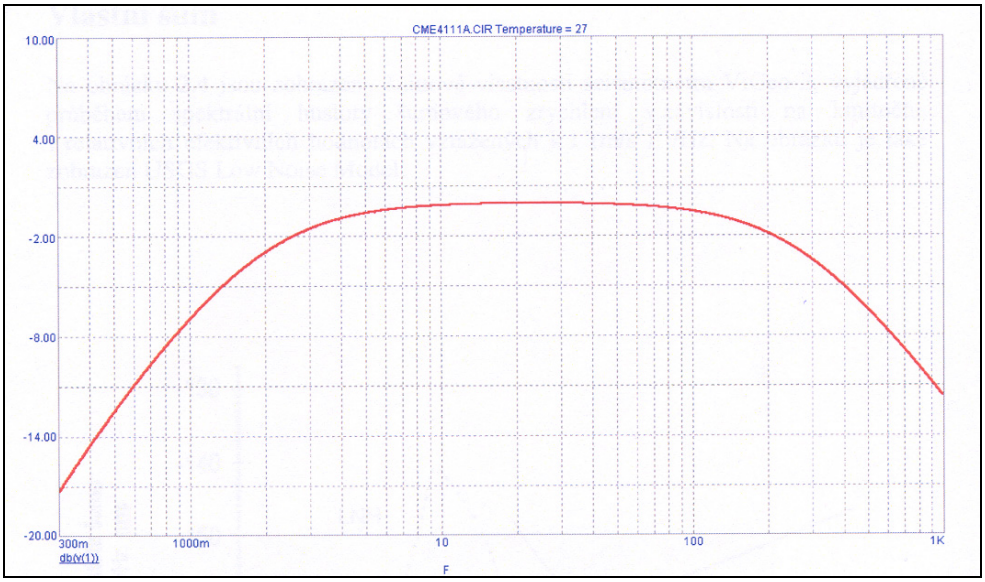
[2] Ing. Miroslav Pinka, Katedra geotechniky a podzemního stavitelství, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava-Poruba, tel.: (+420) 597 321 928, e-mail: miroslav.pinka.st@vsb.cz.

experimentální, tedy měření mimo referenční stanoviště dané normou ČSN 73 0040 [1, 2]. Tento příspěvek se bude zabývat matematickým modelováním a experimentálním seizmickým měřením odezvy trhací práce a to včetně příslušných analýz. Měření bylo realizováno v průběhu ražby železničního tunelu Tomice II. Tento tunel budovaného IV. železničního koridoru je součástí transevropské železniční magistrály E55 vymezené na našem území trasou Děčín státní hranice – Praha – České Budějovice – Horní Dvořiště státní hranice. Úsek trati Votice – Benešov u Prahy, patřící ke IV. železničnímu koridoru, byl zbudován kolem roku 1870 jako jednokolejný. Mezi Voticemi a Benešovem probíhaly po vzniku Československa práce na zdvoukolejnění tohoto úseku trati, ty však nebyly dokončeny a trať zde zůstala pouze jednokolejná. Na tomto úseku, který je dlouhý 18,3 km, je nyní v rámci stavby Modernizace trati Votice – Benešov u Prahy plánováno zbudování celkem pěti tunelů: hloubený Votický (590 m) a čtyři tunely ražené Olbramovický (480 m), Zahradnický (1044 m), Tomice I (324 m) a Tomice II (252 m). Všechny tunely jsou projektovány jako dvojkolejné s návrhovou rychlostí 150 km/hod., respektive 160 km/hod. Zahradnický tunel je vzhledem ke své délce vybaven i únikovou štolou a šachtou. Výstavba byla zahájena v srpnu 2009, termín dokončení je plánován na prosinec 2013 [3].

2 EXPERIMENTÁLNÍ SEIZMICKÉ MĚŘENÍ A ANALÝZA ZÍSKANÝCH DAT

Všechna měření byla prováděna seizmickými aparaturami Gaia2 a Gaia2T se senzory ViGeo2 (obojí vyrábí firma Vistec Praha). Aparatura Gaia2 resp. Gaia2T je tříkanálová seizmická stanice s dynamickým rozsahem 138dB$_{p-p}$ s možností spouštěného i kontinuálního záznamu digitálních dat. Časová synchronizace je zajištěna pomocí modulu GPS.

ViGeo2 je kompaktní, aktivní, krátkoperiodický, třísložkový, rychlostní seismometr, pro terénní i staniční použití. Seismometr obsahuje tři mechanické kmitavé systémy (snímače) s vlastní frekvencí 2 Hz a frekvenční rozsah je od 2 Hz do 200 Hz. Frekvenční charakteristika senzoru ViGeo2 je na obrázku 1.



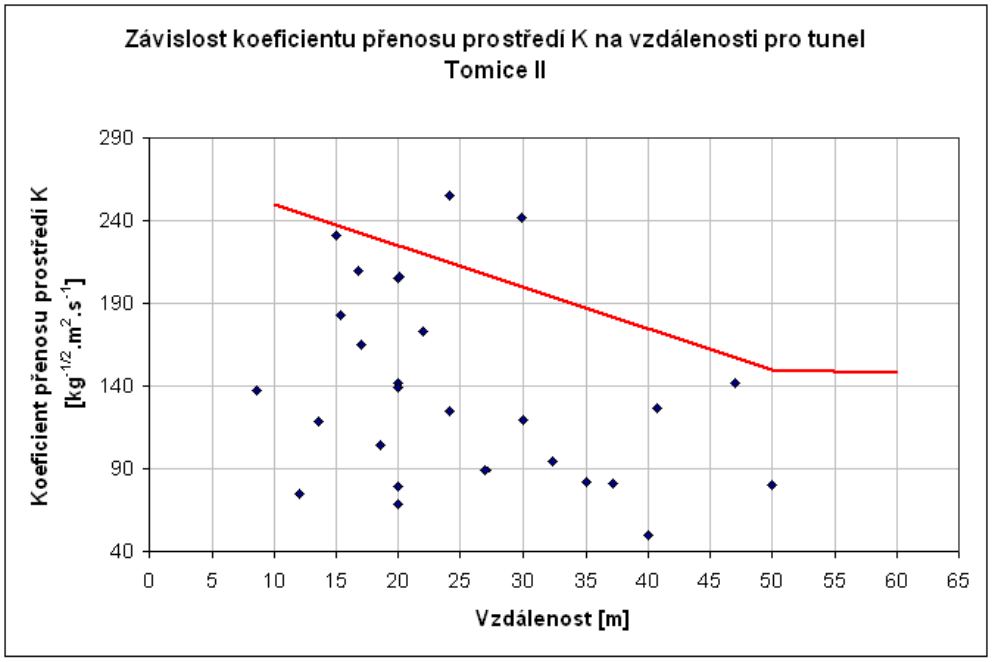
Obr. 1: Frekvenční charakteristika senzoru ViGeo 2 (Vistec, Praha)

Ke zpracování seizmických dat byl použit program SWIP (Seismic Waves Interpretation Program) dodávaný standardně firmou Vistec Praha k aparaturám Gaia. V tomto programu je možné seizmický signál zpracovávat jak v amplitudové, tak ve frekvenční oblasti. V amplitudové oblasti zpracovatelský software neumožňuje přepočtení hodnot amplitud kmitání na fyzikální jednotky

[$mm.s^{-1}$], proto jsou ve všech obrázcích vlnových obrazů svislé osy vyneseny v kvantovacích úrovních [cnt]. Převodní vztah: $1cnt = 2{,}975.10^{-6}\ mm.s^{-1}$ (více [4]).

Vlastní experimentální seizmická měření byla prováděna při trhacích pracích prováděných na kalotě mezi staničením 168,2 a 175,7 na tunelu Tomice II. Na povrchu nad tunelovou troubou (nadloží cca 7 m) bylo realizováno celkem 27 měření se senzory umístěnými ve vzdálenosti 13,5 m až 50 m od čelby. Ve všech případech se jednalo o trhací práce s celkovou náloží 82 kg a s mezní náloží na jeden časový stupeň 4,8 kg. Vývrty byly vrtány ve směru osy díla a záběr byl 1,5 m.

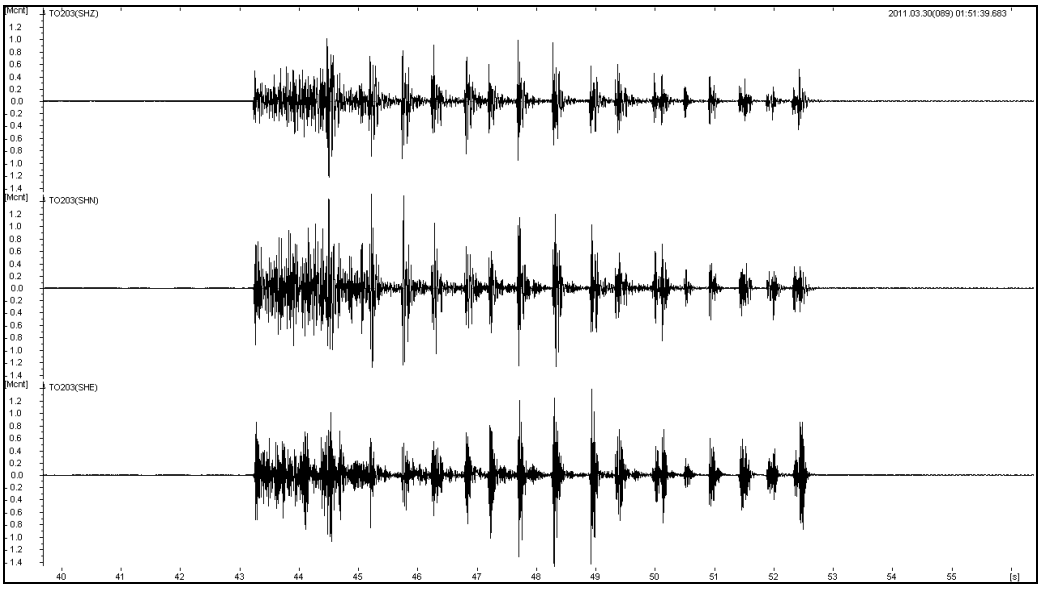
Pro zpracování celého souboru dat byla zvolena metodika, při níž jsou odečteny maximální hodnoty amplitud rychlosti kmitání na jednotlivých složkách (vertikální, horizontální radiální a horizontální transverzální) a následně je dopočítána složka prostorová podle vztahu $v = (v_x^2+v_y^2+v_z^2)^{0,5}$ [5]. Z dopočítaných prostorových složek maximálních amplitud rychlosti kmitání byly následně spočítány konstanty přenosu prostření *K* pro blízkou zónu tunelu Tomice II podle Langeforsova empirického vztahu ve tvaru $v_{max}=K*(Q^{0,5}/l)$ obecně používaném normou ČSN 73 0040 (jiné podoby tohoto vztahu [6, 7]). Na základě této normy byly pak do grafu vyneseny teoretické koeficienty *K* (mezilehlé koeficienty *K* byly interpolovány po přímce) v závislosti na vzdálenosti od zdroje dynamického namáhání (červená křivka). Tyto normové koeficienty byly konfrontovány se spočítanými konkrétními koeficienty přenosu prostředí *K* pro daný tunel (Graf 1).



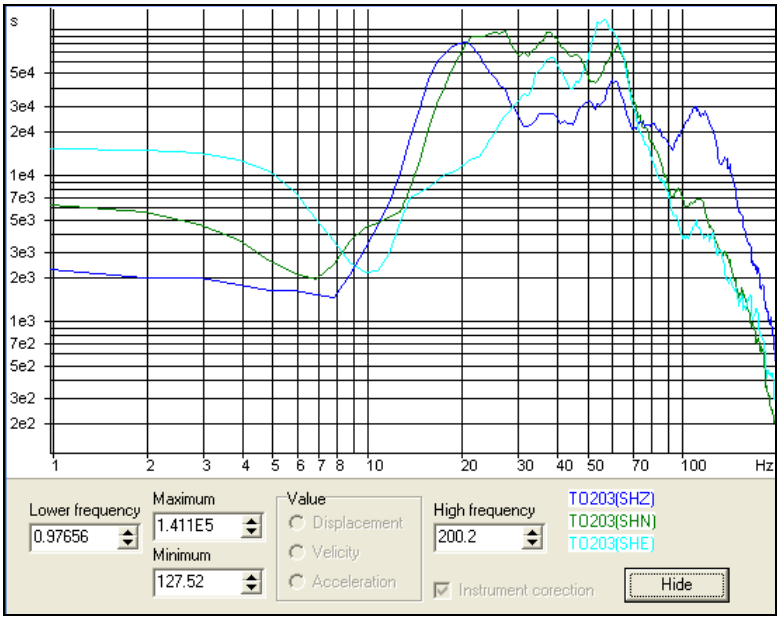
Graf 1: Závislost koeficientu přenosu prostředí K na vzdálenosti pro tunel Tomice II – konfrontace s ČSN 73 0040

Příklad záznamu vlnového obrazu naměřeného na povrchu a příklad frekvenčního spektra k danému záznamu je uveden na obrázku 2 resp. 3. Na obrázku 2 jsou shora dolů zobrazeny složky vertikální označená SHZ, dále složka horizontální radiální SHN (směřovaná ve směru vedení tunelu) a transversální SHE, vodorovná osa je čas v sekundách (osy jsou ve stejném amplitudovém i časovém měřítku). Na záznamu je na všech třech osách zřetelně vidět časování trhací práce do jednotlivých časových stupňů, vyvolané vibrace jsou po odstřelech jednotlivých stupňů téměř utlumeny. Délka celého záznamu odpovídá časovému rozsahu prováděné trhací práce a je cca 10 s. Na obrázku 3 se nachází výrazný pík ve spektru svislé složky na frekvenci 20 Hz, méně výrazný pak na frekvencích

60 a 110 Hz. Převládající frekvence ve spektru horizontální složky radiální je v rozsahu 20 – 60 Hz a ve spektru složky horizontální transverzální v rozsahu 40 – 70 Hz.

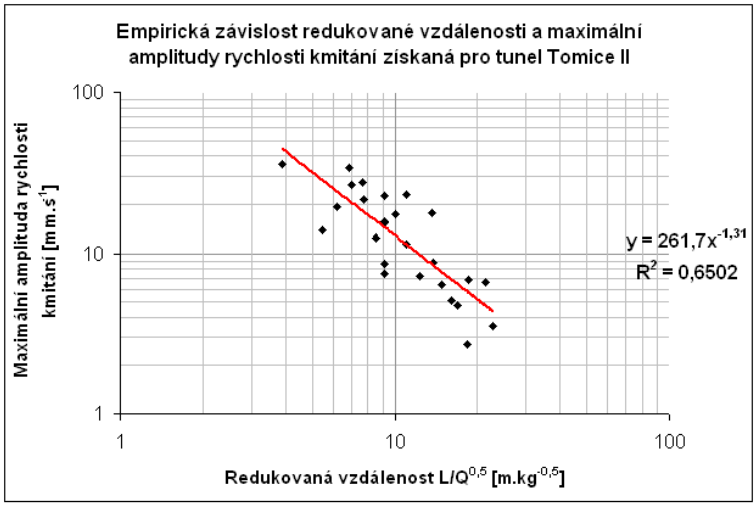


Obr. 2: Příklad vlnové obrazu záznamu trhací práce na tunelu Tomice II



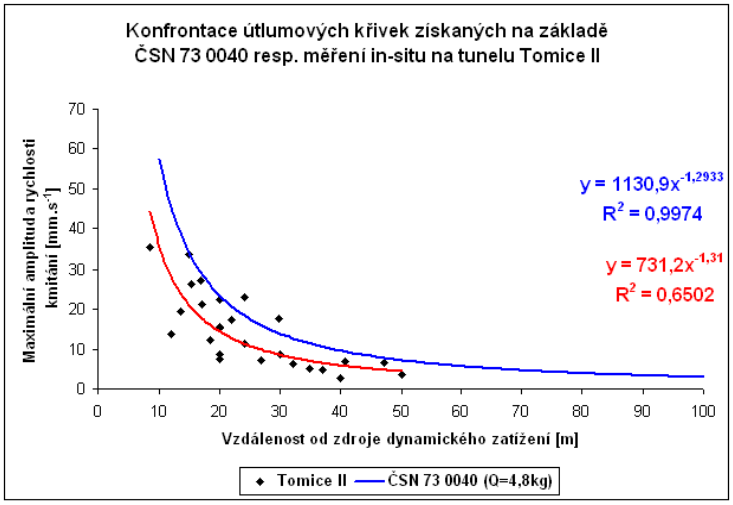
Obr. 3: Příklad frekvenčního spektra záznamu trhací práce na tunelu Tomice II

Získané záznamy z jednotlivých odstřelů jsou si navzájem velmi podobné, a to v časové i spektrální oblasti. To vede k závěru, že data z realizovaného měření je možno použít k zobrazení Langeforsova empirického vztahu do grafické závislosti. Výrazné změny v zaznamenaných datech by zřejmě ukazovaly na významné změny v lokální geologii či registraci různých typů vln. Získaná závislost hodnot maximálních prostorových složek kmitání na redukované vzdálenosti je představena v grafu 2.



Graf 2: Empirická závislost redukované vzdálenosti a maximální amplitudy rychlosti kmitání získaná pro tunel Tomice II

Na základě parametrů prováděných trhacích prací byla vynesena podle ČSN 73 0040 teoretická útlumová křivka (závislost maximální amplitudy rychlosti kmitání na vzdálenosti od zdroje dynamického namáhání) pro dané prostředí a pro danou příslušnou mezní nálož. Tato křivky (v grafu modře) byla konfrontována s reálnými hodnotami naměřenými in-situ na námi sledovaném tunelu (maximální amplituda kmitání – prostorová složka) resp. získanou reálnou útlumovou křivkou (v grafu červeně) (Graf 3).



Graf 3: Konfrontace útlumových křivek získaných na základě ČSN 73 0040 resp. měření in-situ na tunelu Tomice II

3 MATEMATICKÝ MODEL

Matematický model dané problematiky představený v tomto příspěvku byl realizovaný v programu Plaxis 2D [8]. Programový systém Plaxis byl vyvinut pro statickou i dynamickou analýzu napěťodeformačního stavu v geotechnických úlohách. Systém je založen na numerické metodě konečných prvků. Nástavbový dynamický modul umožňuje řešit úlohy týkající se jak dynamických vlivů v důsledku lidské činnosti (technická seizmicita), tak i vlivů přirozené seizmicity. Při tvorbě

dynamického modelu je obecný postup analogický jako v případě statické analýzy, zahrnuje zadání geometrie modelu, hraničních podmínek, generaci sítě a zadání počátečních podmínek. V závislosti na typu řešené úlohy se volí základní typ modelu (rovinné přetvoření nebo axisymetrický model). Do základního nastavení patří rovněž zadání parametrů určujících výšku a délku modelu, zadání gravitačního zrychlení a používaných fyzikálních jednotek. Při modelování seizmických vlivů je vždy nutno do výpočtu kromě standartních geometrických hraničních podmínek (nejčastěji tzv. tuhá vana), omezující na hranici posuny v příslušném směru, zavést rovněž podmínky absorbce na hranici. Bez zavedení absorbčních podmínek by docházelo k nereálnému odrazu seizmických vln zpět do modelu a k jejich vzájemné interakci. Pro axisymetrický model se tento typ hraničních podmínek zadává pro pravou a spodní hranici modelu. V případě modelování zemětřesných jevů (rovinné přetvoření) se hraniční podmínky zadávají na obou bočních a na spodní hranici modelu.

V případě modelování dynamických vlivů je nutno kromě základních charakteristik horninového prostředí zadat rychlosti šíření vln v horninovém prostředí a charakteristiky materiálového tlumení (tzv. Rayleighovy parametry tlumení alfa a beta). Pro osově symetrický model (zjednodušená geometrie, viz níže) je často dostačující uvažovat pouze tzv. geometrické tlumení, plynoucí z radiálního šíření vln prostředím a materiálové tlumení lze v tomto případě zanedbat (Rayleighovy koeficienty tlumení jsou nulové).

Dynamické zatížení může být v tomto výpočetním systému zadáno:

1) Charakteristikami harmonického kmitání (amplituda, frekvence kmitání a fázový posun) (Obr. 4);
2) Načtením příslušných časových hodnot posunů, rychlostí, případně zrychlení z ASCII souboru nebo ze souboru SMC (Obr. 5).

Kromě těchto uvedených charakteristik se zadává časový interval Δt, po který působí toto dynamické zatížení.

V případě řešené problematiky dynamické odezvy trhacích prací je silový účinek spočítán za použití vztahu profesorky Fotievové pro dynamické zatížení p_{dyn}, [9]

$$p_{dyn} = \frac{1}{2\pi} \cdot Kc \cdot \gamma \cdot c_p \cdot To\left[kPa\right]$$

kde

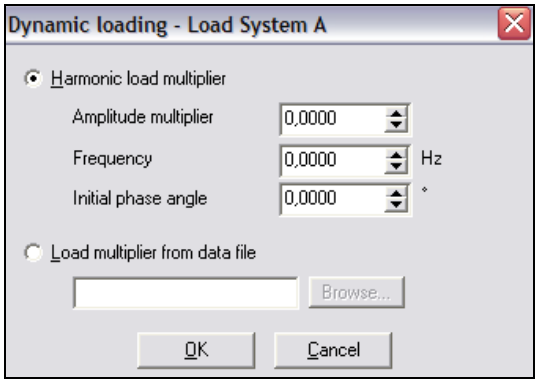
Kc – koeficient seizmicity (Kc = 0,025 – 0,1; rozmezí odpovídá bořivému efektu seizmických vlivů a byla přijata z důvodu bezpečnosti)

γ – objemová tíha

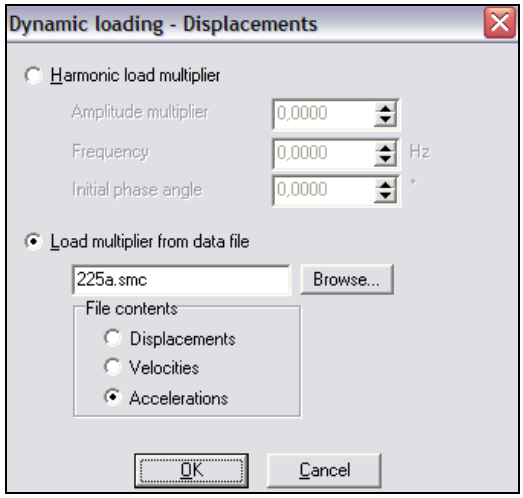
To – převládající perioda seizmických kmitů horninových částic

c_p – rychlost šíření podélných vln

Frekvence kmitání se zadává na základě experimentálního seizmického měření a fázový posun není uvažován, protože zavedení fázového posunu nezpůsobuje změny.



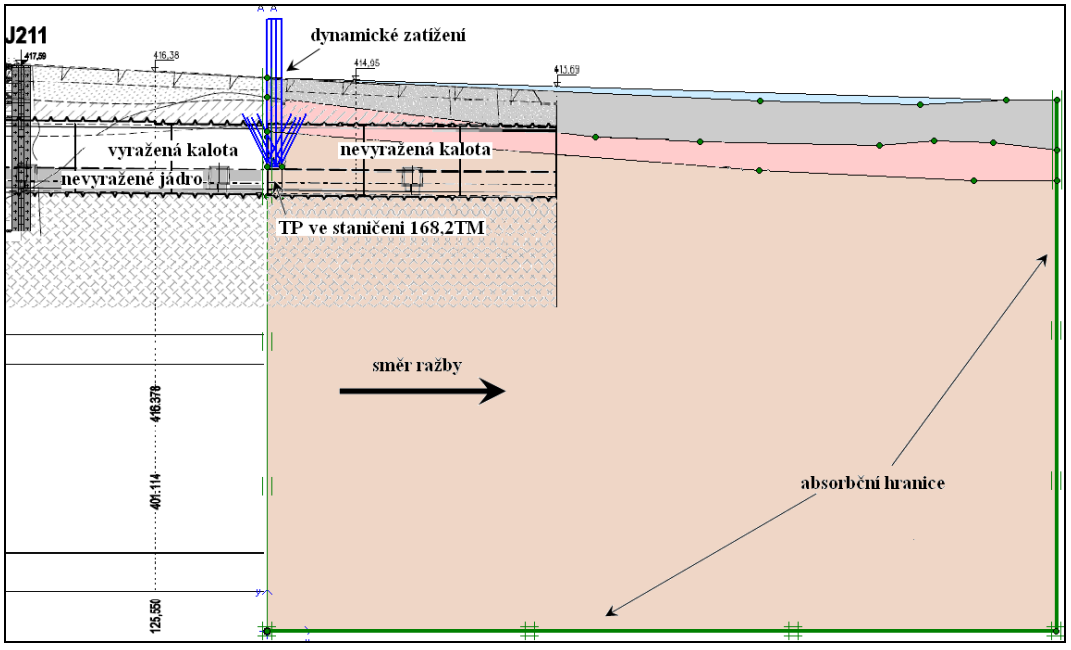
Obr. 4: Zadání dynamického zatížení charakteristikami harmonického kmitání



Obr. 5: Zadání dynamického zatížení ze souboru SMC

Vlastní zatížení simulující trhací práci je v geometrii modelu umístěno ve formě rovnoměrného spojitého zatížení v místě kaloty. Doba působení dynamického zatížení vyplynula z převládající frekvence získané z experimentálních měření, tedy T = 1/f [s]. Tento postup byl již několikrát ověřen a aplikován na několika jiných příkladech (např. [10, 11]).

V případě tunelu Tomice II bylo cílem namodelovat útlumovou křivku na povrchu nad realizovaným tunelem. Geometrie modelu v podélném řezu tunelu (Obr. 6) a parametry hornin (Tab. 1) byly zaimplementovány na základě projektové dokumentace poskytnuté firmou Subterra - podélný profil a sonda J211 [12, 13].



Obr. 6: Geometrie matematického 2D modelu na základě projektové dokumentace

Tab. 1: Parametry horninového prostředí – tunel Tomice II

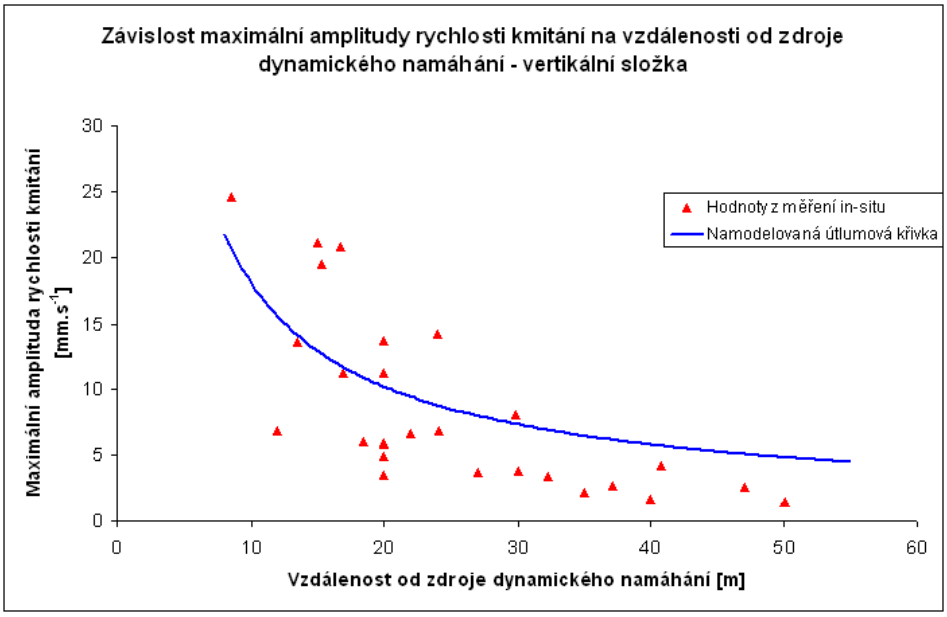
Typ horniny	γ [kN/m³]	ν [-]	E [kN/m²]	c [kN/m²]	φ [°]	Model
Kvartérní pokryv	19	0,35	8000	16	25	
C1G, C2G	27,9	0,25	30000	80	40	
C3G	27,9	0,2	250000	80	40	
C4G	27,9	0,25	650000	80	40	

γ … objemová tíha zeminy
ν … Poissonovo číslo
E … modul pružnosti
φ … úhel vnitřního tření
c … soudržnost

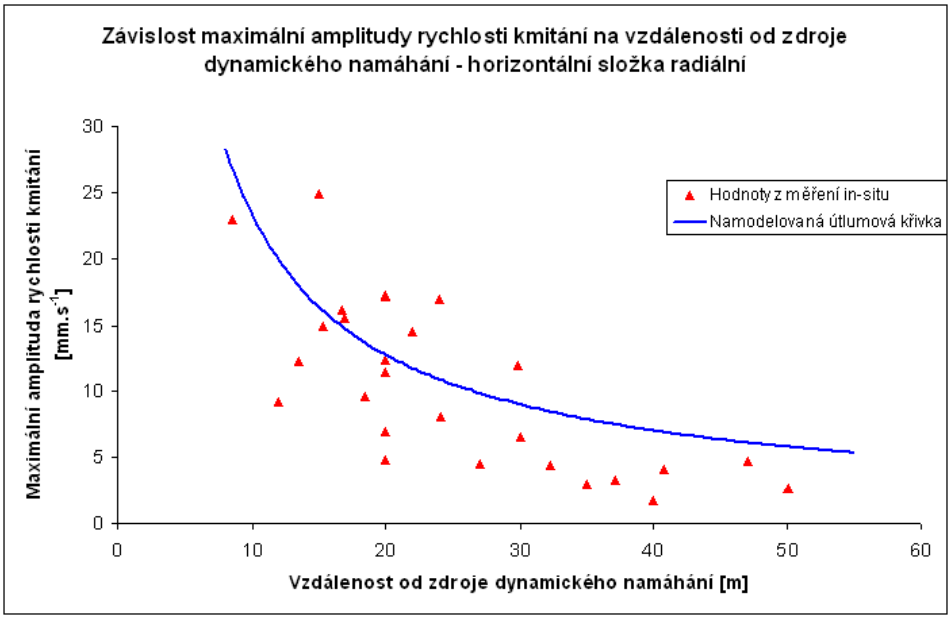
Horninový masiv je ve sledovaném úseku tvořen granitoidy. Horniny skalního podkladu jsou postiženy prakticky všemi stupni zvětrání (zcela a silně zvětralé – C1G a C2G; mírně zvětralé – C3G; navětralé – C4G). Kvartérní pokryv je v trase tunelu zastoupen pouze velmi omezeně a mělko pod povrchem přechází do písčitých zvětralin skalního podkladu. Převažujícím typem zemin je tuhá až pevná písčitá hlína, krytá hnědou slabě humózní písčitou hlínou. Tunel je veden mělce pod povrchem, nadloží se v tomto úseku pohybuje kolem 6 m až 8 m. V modelu nebylo uvažováno s hladinou podzemní vody, neboť hladina zde není souvislá. Spíše se zde jedná o lokální zvodně, vázané na izolované systémy náhodně propojených, nezajílovaných puklin, které prostupují zcela nepropustným pevným masivem [14].

Koeficient dynamického zatížení byl spočítán za použití vztahu Fotievové (Amplitude multiplier = 3,1249). Frekvence kmitání byla do matematického modelu zavedena na základě frekvenční analýzy pořízené z reálného záznamu průběhu rychlosti kmitání získaného při experimentálním měření (Frequency = 40 Hz). Doba působení dynamického zatížení byla 0,025 s.

V matematickém modelu byla sledována maximální amplituda rychlosti kmitání ve směru vertikálním a ve směru horizontálním radiálním (s ohledem na vedení tunelu) a to na povrchu ve směru ražby tunelu. Ve vzdálenosti 8 m až 55 m od dynamického zatížení bylo na modelovaném povrchu rozmístěno 10 bodů a na základě hodnot maximálních amplitud rychlosti kmitání v těchto bodech byly sestaveny útlumové křivky pro oba příslušné směry a tyto křivky byly konfrontovány s reálnými hodnotami naměřenými během experimentálního měření (Graf 4, 5).



Graf 4: Konfrontace reálných hodnot maximálních amplitud rychlosti kmitání s namodelovanou útlumovou křivkou pro tunel Tomice II – vertikální směr



Graf 5: Konfrontace reálných hodnot maximálních amplitud rychlosti kmitání s namodelovanou útlumovou křivkou pro tunel Tomice II – horizontální směr radiální

4 ZÁVĚR

Příspěvek se zabývá dynamickými účinky trhacích prací vyvolaných při ražbě mělce pod povrchem vedeného tunelu. Problematika byla řešena jak z pohledu experimentálního seizmického měření in-situ a analýz naměřených dat, včetně analýzy koeficientu přenosu prostředí, tak z pohledu matematického modelování dynamických účinků trhací práce.

Matematický model byl realizován programem Plaxis 2D. S přijetím určitých zjednodušení a akceptováním některých nedokonalostí dvojdimenzionálního modelu zde byla ověřena použitelnost tohoto programu pro řešení daných dynamických úloh. Autor si je vědom jistých omezení a nedokonalostí dvojdimenzionálního rotačně symetrického modelu oproti reálné situaci. Dynamické zatížení bylo v matematickém modelu zadáno za pomoci vzorce Fotievové. Tento vzorec však nezahrnuje parametry konkrétní prováděné trhací práce (mezní nálož), pouze parametry prostředí, v kterém je trhací práce prováděna. Celková geometrie modelu byla kvůli náročnosti výpočtu zjednodušená v geologii a některé aspekty, jako např. tektoniku nelze za pomoci tohoto programu vůbec zohlednit. To vede ke zjednodušení a zrychlení celého výpočtu, ale také k jisté nepřesnosti. V modelu také nelze zahrnout různé anomálie, které jsou pravděpodobně způsobeny buďto lokální geologickou anomálií nebo nedodržením pasportu trhacích prací (např. přebitím nálože).

Navrhovaný postup ukazuje, že i přesto lze dosáhnout dostatečné shody mezi reálnými hodnotami maximálních amplitud rychlosti kmitání naměřenými in-situ během experimentálního měření na povrchu nad raženým tunelem a hodnotami spočítanými matematickým modelem. Takovýto matematický model může být součástí projektové dokumentace tunelu, resp. podzemní stavby a sloužit jako podklad pro pasport trhacích prací (dimenzování mezní nálože) a případná opatření v rámci realizované stavby s ohledem na povrchovou zástavbu. Popřípadě mohou být výsledky matematického modelu součástí inverzní analýzy geotechnického monitoringu a jako podklad pro měření seizmické odezvy trhacích prací (možná očekávaná maximální amplituda, volba rozsahu aparatury a spouštěcí úrovně, výběr sledovaných objektů na povrchu).

PODĚKOVÁNÍ

Příspěvek byl realizován v rámci projektu CZ.1.07/2.3.00/20.0013 „*Tvorba a internacionalizace špičkových vědeckých týmů a zvyšování jejich excelence na Fakultě stavební VŠB-TUO*“

LITERATURA

[1] KALÁB, Z.: *Seizmická měření v geotechnice*. Monografie. 2008, 125 stran. Ostrava.

[2] PANDULA, B. a KONDELA, J.: *Metodológie seizmiky trhacích prác*, Slovenská společnost pre trhacie a vŕtacie práce – ZSVTS, 2010, 156 stran. Bánská Bystrica.

[3] ŠPONAR, R. a KOSSLER, M.: Ražba tunelů na dopravní stavbě Modernizace trati Votice-Benešov u Prahy. Tunel. 2010, roč. 19., č. 3, s. 14-21. Praha.

[4] WISZNIOWSKI, J., WIEJACZ, P.: *Program SWIP*, Institute of Geophysics, Polish Academy of Sciences, 2003, s. 36, Warszawa.

[5] STOLÁRIK, M: Results of Seismic Measurement in Tunnels on the Railway Corridor IV. *Transactions of the VŠB - Technical University of Ostrava. Construction Series*. 2011, XI, č. 2, s. 10. ISSN 1804-4824. DOI: 10.2478/v10160-011-0031-x. Dostupné z: http://versita.metapress.com/content/h2874521r3783101/?p=3092e88d91ed43e0aebeacd7f9074f05&pi=16

[6] BONGIOVANNI G.: Experimental studies of vibrations caused by blasting for tunnel excavations. In: *Earthquake, blast and impacts: Measurements and effects of vibration*, Elsevier Applied Science, 1991, 201-210.

[7] SARSBY, R.: *Environmental Geotechnics*. Thomas Telford Limited, 2000, London.

[8] BRINKGREVE, R. B. J.: *PLAXIS 2D manual*, 2002, Delf University of Technology & PLAXIS b.v., A.A. Balkema Publisher, The Netherlands.

[9] BULYČEV, N. S.: *Mechanika podzemnych sooruženij*, Nedra, 1988, Moskva.

[10] STOLÁRIK, M.: Problematika modelování dynamického zatížení v programovém systému Plaxis 2D, *Ph.D. Workshop 2007 Proceedings*, (R.Blaheta, A.Kolcun eds.), IG AS CR, Ostrava 2007, 63-68.

[11] STOLÁRIK, M.: Matematické modelování dynamických účinků trhacích prací programovým systémem Plaxis 2D, *Ph.D. Workshop 2008 Proceedings*, (R.Blaheta, A.Kolcun eds.), IG AS CR, Ostrava 2008, 60-64.

[12] VELEBIL, J.: Modernizace trati Votice-Benešov u Prahy, zpřesnění technických řešení SO 86-25-03 Tomický tunel II, *Ražba a primární ostění – Podélný řez tunelem*, SUDOP Praha a.s., 2010, Praha.

[13] TOMEČEK, V. a LEŠNER, J.: *Geologická dokumentace vrtané sondy J211*, SUDOP Praha a.s., 2009, Praha.

[14] GRAMBLIČKA, M., MÁRA, J., MAŘÍK, L.: Nové železniční tunely na traťovém úseku Votice-Benešov. *Tunel. 2008*, roč. 17., č. 1, s. 41-47. Praha

Oponentní posudek vypracoval:

Doc. RNDr. Blažej Pandula, CSc., Ústav geovied, Fakulta BERG, TU v Košiciach.

Prof. Ing. Karel Müller, DrSc., Ostrava.

Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské - Technické univerzity Ostrava
číslo 2, rok 2012, ročník XII, řada stavební
článek č. 19

Jiří HUSÁRIK[1]

OVĚŘENÍ VLASTNOSTÍ BENTONITOVÝCH HYDROIZOLACÍ

VERIFICATION PROPERTIES BENTONITE´S INSULATION

Abstrakt

Pomocí provedených testů a zmapování realizace včetně aktivace použitých bentonitových hydroizolací se podařilo objasnit skutečnou funkci a chování bentonitových izolací na rozsáhlých stavbách s nepříznivými okolními podmínkami a tím aspoň částečně vyplnit chybějící prostor v normativních technických předpisech. Jednotlivé testy byly prováděny ve speciálně připravených nádobách z plexiskla, v nichž bylo simulováno prostředí realizace izolací. Typy izolací byly testovány jak v ploše tak ve spojích.

Klíčová slova

Bentonitová hydroizolace, ověření funkce.

Abstract

Use of tests carried out, and the mapping of the implementation, including the activation of the bentonite´s insulation have managed to clarify the actual insulation of the function and behavior of bentonite´s insulation on large construction sites with the insulation of unfavourable environmental conditions and thus at least partially fill in the missing space in the normative technical regulations. Various tests have been carried out in a specially prepared containers of Plexiglas, which was simulated environment implementation of isolation. Types of insulation were tested both in the workplace and in services.

Keywords

Bentonite´s insulation, verification function.

1 ÚVOD

V současnosti je v odvětví hydroizolací konstrukcí na trhu řada materiálů a izolačních výrobků. Řada z nich se používá již dlouhá léta a jsou dostatečně odzkoušené. I přesto, že výrobce se snaží své materiály stále zdokonalovat, tak se stále zároveň musí řada staveb dodatečně injektovat, jelikož voda prosakuje přes izolace až ke konstrukcím a skrz ně. Prosakování vod skrz hydroizolace může mít několik základních příčin. Může se jednat o nevhodný výběr izolace do daného prostředí nebo izolace nebyla provedená správně, případně byla při realizaci stavby poškozená nebo izolační materiál je již za svou životností. První příčinu lze minimalizovat až vyloučit v době přípravy projektové dokumentace při dostatečné znalosti prostředí a dodržení technických listů pro jednotlivé izolace. Druhou příčinu lze také minimalizovat, ale dle mého názoru ne vyloučit, protože zde sehrává velkou roli lidský faktor v podobě dělníků provádějících celou stavbu včetně pohybu těžké techniky na staveništích. No a třetí faktor lze ovlivnit jen do míry technologických možností nebo využití přírody.

[1] Ing. Jiří Husárik, Metrostav a.s., divize 2, Koželužská 2246, 180 00 Praha 8, tel.: (+420) 725 060 124 e-mail: jiri.husarik@metrostav.cz.

Na výše uvedené faktory se snaží navrhnout většina výrobců své hydroizolace, nicméně ne všechny faktory lze laboratorně vyzkoušet. Při výběru hydroizolací se můžeme ze všech katalogů dočíst specifikace a vlastnosti jednotlivých výrobků, které jsou důležité, ale nic nám neříkají o skutečném způsobu provádění izolací. Obchodní zástupci firem většinou pouze uvádí výhody materiálů, ale o nevýhodách se nezmiňují. Není se čemu divit, když hlavní motivací obchodu je prodej daného výrobku. Proto je nesmírně důležité mít zkušenosti z realizace staveb při použití jednotlivých materiálů. Dnes již s některými materiály máme velké zkušenosti jako například s fóliovými hydroizolacemi nebo bitumenovými pásy. Já jsem se rozhodl, že prověřím možnosti bentonitových hydroizolací a jejich využití v dopravním stavitelství, jelikož při svém studiu jsem se s těmito izolacemi vůbec nesetkal a po příchodu do praxe jsem zjistil, že v dopravním stavitelství tyto izolace také nejsou moc známy a zkušenosti s nimi má jen úzká řada osob.

Harmonizované evropské normy pro geosyntetické izolace zavedené v současné době v České republice se zabývají specifikací polymerních, jílových a živičných izolací. V těchto technických předpisech nalezneme požadavky na mechanicko-fyzikální vlastnosti, postupy pro posuzování shody, zkušební metody, požadavky na výrobce, vhodnosti použití, systém kontrol atp., čili prakticky vše co potřebujeme pro návrh, realizaci i zkoušení vodotěsných izolací znát. Bohužel zatím nejsou v České republice v tomto smyslu zpracované žádné normativní technické předpisy pro vodotěsné hydroizolace fungující na základě přírodních bentonitů. Tato skutečnost se promítá i do praktického použití.

Účastníci stavebního procesu, myšleno především projektanti, zhotovitelé a investoři, jsou tímto postaveni před rozhodnutí použít systém, který nemá normativní oporu oproti standardizovaným systémům. I když, až na některé výjimky, nejsou výše citované normy závazné, dá se často výsledek výběru předpokládat. Přesto se přírodního bentonitu pro výrobu různých typů vodotěsných izolací využívá čím dál víc.

Bentonitové hydroizolace prošly v posledních asi 20 letech značným vývojem. Z používání především na skládkách v USA se postupně z bentonitových rohoží začaly izolovat podzemní stavby i v Evropě a dnes se mohou zhotovitelé prezentovat i použitím v ražených tunelech, především ve Skandinávských zemích.

V České republice byla bentonitová hydroizolace využívána při prvních aplikacích jako druhotný, nebo řekněme, záložní systém k izolacím tzv. standardním. Takto zdůvodněné využití již byl investor ochoten akceptovat.

Následná první využití bentonitových hydroizolací jako hlavního izolačního systému měla své nedostatky vyplývající často ze špatné aplikace, která nezohledňovala hlavní zásadu pro správnou funkci tohoto bobtnavého přírodního materiálu, a to je zajištění celoplošného dostatečného přítlaku na izolovanou konstrukci.

V současné době se již vyrábějí bentonitové izolace s kombinacemi vícevrstvých rohoží s obsahem granulátu nebo jemné moučky uzavřené v tkaných a netkaných geotextíliích bez folií nebo s foliemi na bázi PE nebo PVC_P. Stále častěji se používá kašírování bentonitu na folie a využívá se i tzv. předhydratace bentonitu.

Nicméně i v dnešní době jsou tyto izolační materiály rovněž používány jako sekundární izolace ostatních druhů izolací jako je např. PVC, asfaltový pás či řada dalších.

2 SPECIFIKACE TESTOVANÉHO MATERIÁLU

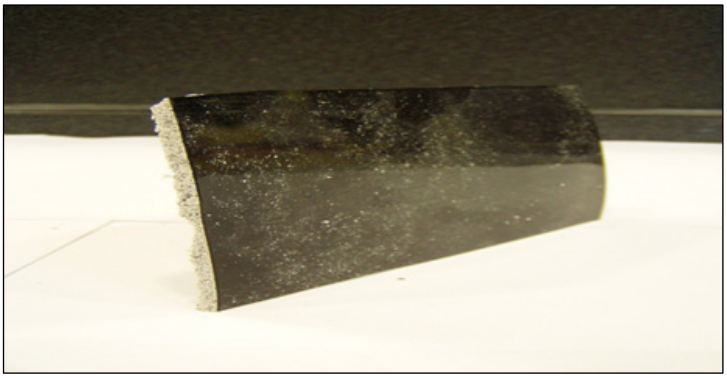
Ve svém příspěvku se zabývám prověřením možností a vlastností bentonitových rohoží. Do bentonitových rohoží se aplikují dva základní druhy bentonitu, buď tzv. suchý nebo předhydratovaný. Ty pak mohou být dále upraveny dle agresivity vody. V dnešní době se na trhu s hydroizolacemi vyskytuje řada výrobků, u kterých je především kombinována vrstva bentonitu s rohoží nebo fólií jako nosnou konstrukcí výrobku [4].

Pro svůj příspěvek jsem využil výrobky VOLTEX (bentonitová rohož) od společnosti CETCO, DUAL SEAL (bentonitový kompozit) od společnosti ZENIT a rohož EUROBENT.

Hydroizolace DUAL SEAL je bentonitový kompozit sestávající z vrstvy sodné bentonitové hlíny a vysokotuhostní polyetylénové (HDPE) folie.

Vybrané technické specifikace hydroizolace DUAL SEAL [1]:

Celková tloušťka membrány	3,5 – 4 mm.
Schopnost nabobtnání membrány (sodný bentonit)	přibl. 6 krát.
Teploty při instalaci	-30°C až +55°C.
Definitivní poškození membrány při protažení	700 % (týká se fóliové vrstvy izolace).
Odolnost vůči hydrostatickému tlaku	0,46 MPa.

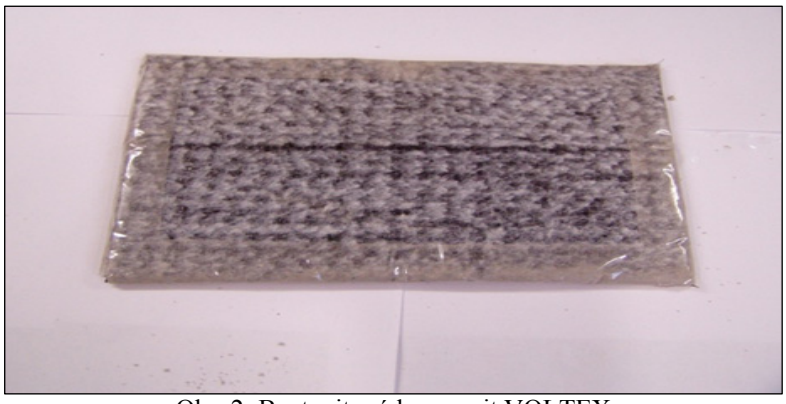


Obr. 1: Bentonitový kompozit DUAL SEAL

Hydroizolace VOLTEX je bentonitová rohož, která se skládá z vrstvy bentonitu sodného rovnoměrně uloženého mezi dvěmi (tkanou a netkanou) polypropylénovými geotextiliemi vysoké pevnosti. Způsob prošití geotextilie zabraňuje přemístění bentonitu mezi polypropylénovými geotextiliemi.

Vybrané technické specifikace hydroizolace VOLTEX [2]:

Celková tloušťka rohože za sucha	6,7 mm	EN 9863-1
Teploty při instalaci	od -32°C	ASTM D-1970
Odolnost vůči hydrostatickému tlaku	0,702 MPa	ASTM D-5385
Odolnost vůči protlačení (CBR)	1,5 kN	EN ISO 12236
Obsah bentonitu	4,80 kg/m2	EN 14196
Absorbce vody	24 ml/2g	ASTM D-5890
Pevnost v tahu	8 kN/m	EN ISO 10319



Obr. 2: Bentonitový kompozit VOLTEX

Vybrané technické specifikace hydroizolace EUROBENT 5000:

Celková tloušťka rohože za sucha	7,0 mm	
Odolnost vůči protlačení (CBR)	2,5 kN	EN ISO 12236
Obsah bentonitu	5,00 kg/m2	
Absorbce vody	25 ml/2g	ASTM D-5890
Pevnost v tahu	10 kN/m	EN ISO 10319

2 TESTY HYDROIZOLACÍ PROVÁDĚNÉ VÝROBCEM IZOLACE

Ověření vlastností a funkce hydroizolace při styku s vodou po zabudování do konstrukce nebylo dosud oficiálně provedeno a výsledky nikde publikovány. Veškeré testy izolací dodávané od výrobců jednotlivých typů materiálů jsou prováděny jen v laboratořích se zaměřením na požadované parametry, ale bez ohledu na vnější vlivy vyskytující se při realizaci nebo po zabudování do definitivní konstrukce.

Vstupní kontrole kvality je podrobována jak geotextílie, tak i bentonit (sleduje se především plošná hmotnost geotextílií a u bentonitu obsah montmorillonitu, „methyleneblue absorption VDG P69“).

Vlastní výroba spočívá v propojení konstrukce těchto třech vrstev výrobní technologií tzv. vpichem. Tímto způsobem je zabezpečeno celoplošné spojení vrstev do kompozitu a dokonalá fixace vrstvy bentonitu sodného o definované tloušťce.

Tab.1: Parametry kontrolovány výrobcem bentonitové rohože VOLTEX [3].

Parametr	**Norma**	**Jednotka**	**Četnost zkoušek**
Index bobtnání bentonitu	ASTM D 5890	ml/2g	každých 4‘000m2
Index ztráty kapaliny bentonitu	ASTM D 5891	ml	každých 4‘000m2
Plošná hmotnost bentonitové složky	EN 14196	kg/m2	každých 4‘000m2
Propustnost/index flux kompozitu	ASTM D 5887	$m^3/m^2/s$	každý výrobní týden (průměrně každých 75‘000m2)

Propustnost/hydraulická vodivost kompozitu	ASTM D 5887	cm/s	každý výrobní týden (průměrně každých 75‘000m2)
Pevnost v tahu kompozitu	EN ISO 10319	kN/m	každých 4‘000m2
CBR-test kompozitu	EN ISO 12236	kN	každých 4‘000m2
Tažnost kompozitu	EN ISO 10319	%	každých 4‘000m2
Pevnost při odlupování kompozitu	ASTM D 6496	N/10cm	každých 4‘000m2
Délka a šířka role kompozitu		m	průběžně

4 OVĚŘENÍ VLASTNOSTÍ BENTONITOVÉ HYDROIZOLACE POMOCÍ TESTŮ

Pro ověření vlastností bentonitových hydroizolací byly zvoleny testy izolací, při kterých bylo simulováno prostředí po zabudování hydroizolace do konstrukce. Nejvhodnější metodou jak zmapovat funkci hydroizolace při její aktivaci v době styku s vodou bylo provedení testů v nádobách z plexiskla, které umožnily detailní zdokumentování postupné aktivace hydroizolace.

Tyto skleněné nádoby byly provedeny s perforovaným dnem, pod které byly umístěny svody pro vytékající vodu, která protekla skrz hydroizolaci. Do nádob byl umístěn perforovaný válec obalený geotextílií, pro měření výšky hladiny vody, tak aby byl zajištěn stejný tlak vodního sloupce dle potřeby technologických postupů jednotlivých testů.

Obr. 3: Zkušební místnost s umístěnými nádobami z plexiskla pro testy izolací

Každá zkouška byla zaznamenávána do protokolu. Celkem bylo provedeno 32 testů, přičemž byly testovány 3 typy bentonitových izolací za různých podmínek.

Pro testy bentonitových hydroizolací byly vybrány shodné materiály, které byly použity při realizaci tunelových konstrukcí v rámci výstavby MO Myslbekova – Pelc-Tyrolka a to z toho důvodu aby bylo možné porovnat výsledky z testů s reálnou situací na staveništi. Zároveň bylo možné na základě zmapování funkce izolací při testech vyhodnotit případné průsaky na stavbě a stanovit vhodný postup sanací. K těmto materiálům byl ještě navíc u některých testů vyzkoušen materiál Eurobent pro porovnání výsledků i s jinými typy materiálů.

Přehled provedených typů testů:

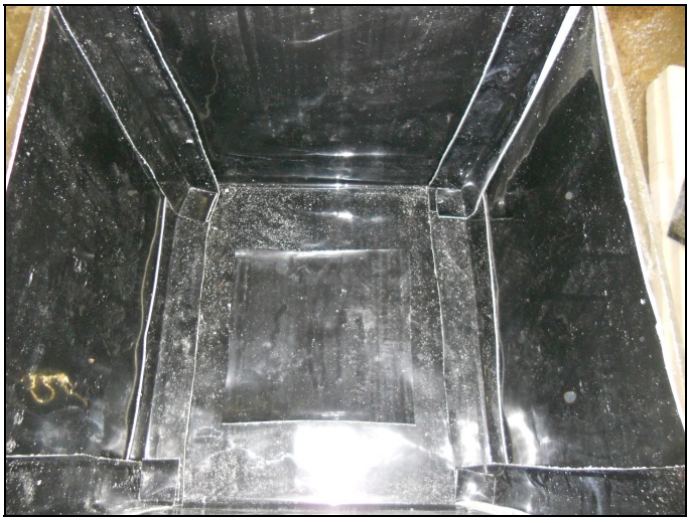
- 1. test hydroizolace bez spojů s nevyhovujícím podkladem (simulace vzniku kaveren),
- 2. test hydroizolace bez spojů s vyhovujícím podkladem,
- 3. test hydroizolace se spojem (záplatou) ze spodu,
- 4. test hydroizolace se spojem (záplatou) shora,
- 5. test hydroizolace s tupým spojem (záplatou),
- 6. test hydroizolace při aktivování deštěm,
- 7. test hydroizolace Dual Seal se záplatou a spoji v rozích.

Obr. 4: Zkouška funkce hydroizolace VOLTEX s nevyhovující podkladem

Obr. 5: Test hydroizolace Voltex se záplatou ze spodu (doporučená záplata od výrobce)

Obr. 6: Umístění záplaty hydroizolace Voltex z horní strany (opačné uložení než doporučuje výrobce)

Obr. 7: Test hydroizolace Voltex se spojem záplaty natupo



Obr. 8: Test hydroizolace Dual Seal

4 VYHODNOCENÍ PROVEDENÝCH TESTŮ

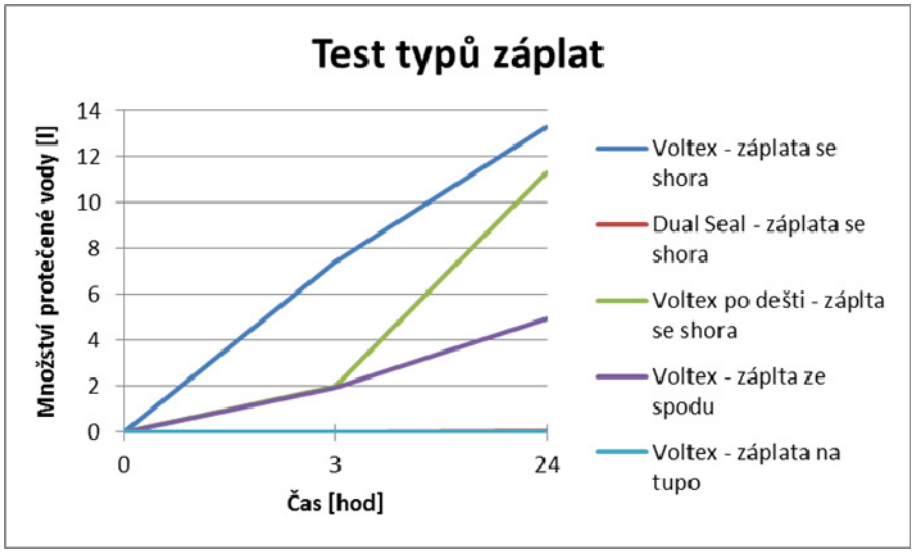
Jednoznačný závěr lze učinit ohledně podkladu pro bentonitovou hydroizolaci. Při vytvoření kaveren je izolace po určitou dobu propustná a aktivace hydroizolace do fáze utěsnění v místě nevhodného podkladu je delší. Navíc při vytvoření větší kaverny by nemuselo k zastavení průsaků vůbec dojít. Správná funkce bentonitové hydroizolace tedy závisí na kvalitě podkladu pod izolaci a u typů bentonitových rohoží realizovaných před betonáží železobetonových konstrukcí taktéž na kvalitě provedení betonáže želbet. konstrukce tak, aby nedocházelo ke vzniku kaveren a hnízd v betonu [5].

Hydroizolace Voltex bez záplat v podmínkách s vhodným podkladem potvrdila svoji funkci a nepropustila žádnou vodu. Hydroizolace je tedy v ploše nepropustná a opět jako u všech jiných hydoizolací závisí množství propuštěné vody a její funkce na spojích.

Pro optické znázornění a srovnání jednotlivých testů byly zpracovány grafy Obrázek 9, Obrázek 10.

Jednotlivé výsledky testů odpovídají průběhům jednotlivých testů, ale množství vody je částečně zavádějící, jelikož k průsakům docházelo vždy hlavně v rozích nádoby, kde bylo problematické vyložení hydroizolace a také dosažení požadovaného přítlaku bylo problematické i přesto, že těmto místům byla věnována mimořádná pozornost. Z tohoto důvodu jsou některé výsledky zavádějící a částečně zkreslené. Takovým příkladem jsou např. testy záplaty shora u rohože Voltex, kde test č. 2 vykázal dvojnásobné průsaky než testy č. 4 a 6.

Na základě výše uvedeného je nejdůležitějším faktorem pro srovnání jednotlivých testů výsledek zmapování průběhu testů a množství průsaku v místě jednotlivých typů záplat.



Obr. 9: Graf průsaku vody při testování různých typů záplat hydroizolace

Dle grafu Obrázek 9 a taktéž skutečného průběhu testu byly jednotlivé záplaty u rohože Voltex vyhodnoceny následovně:

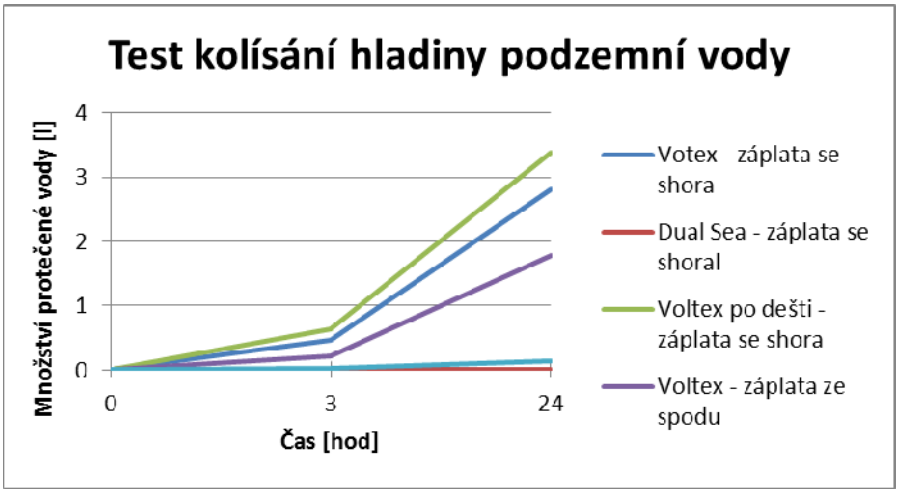
- 1. záplata na tupo – v testech vyšla jednoznačeně jako nejlepší záplata, nepropustila žádnou vodu, protože v místě tupého spoje nevznikla žádná drenážní vrstva. Výsledek byl srovnatelný s rohoží Dual Seal a nebo s testem rohože Voltex bez záplaty,
- 2. záplata ze spodu – jedná se o záplatu, kterou doporučuje výrobce izolace. Při vbetonování záplaty do konstrukce by tato záplata mohla vykázat ve skutečnosti příznivější výsledky,

- 3. záplata shora aktivovaná deštěm – samotná simulace deště nezapříčinila zhoršení vlastností bentonitové hydroizolace. Vůči stejnému typu záplaty došlo ke zmenšení průsaku, jelikož izolační vrstva byla již aktivována,
- 4. záplata shora – tato záplata vykázala nejhorší výsledky. V místě spoje fungovala geotextílie jako drenáž a záplata umístěná proti vodě měla funkci trychtýře, který drénoval vodu z plochy 500 x 500mm do otvoru 250 x 250mm. Tento typ záplaty doporučuji nepoužívat a spíše při nalezení podobného spoje na stavbě doporučuji předělání záplaty.

Test kompozitu Dual Seal vykázal velice dobré výsledky, jelikož nepropustil téměř žádnou vodu. Tato skutečnost vychází hlavně z konstrukčního řešení hydroizolace, protože v místě spoje záplaty nevznikla žádná drenážní vrstva jako je tomu u rohože Voltex. Byly tedy potvrzeny vlastnosti a funkce hydroizolace udávané výrobcem.

Spoje, které při testu simulace kolísání hladiny vody nepropustily žádnou vodu byly test hydroizolace Voltex ze spojem na tupo (voda prosákla jen v rozích nádoby) a kompozitu Dual Seal. U ostatních spojů a materiálů došlo vždy k propuštění vody, ačkoli již tyto průsaky byly mnohem menší než při testech kdy docházelo k aktivaci hydroizolace až po zalití nádoby vodou. Snížení množství prosáknuté vody bylo z důvodu již aktivované vrstvy bentonitové izolace.

Ze spojů rohože Voltex dopadl nejlépe spoj na tupo. Na druhé místo bych zařadil záplatu aktivovanou deštěm, jelikož většina vody uvedené v tabulce protekla v místě rohů nádoby. Nejhorším spojem se opět prokázal spoj shora u hydroizolace Voltex.



Obr. 10: Graf průsaku vody při testech vlivu kolísání hladiny vody na propustnost hydroizolace

5 ZÁVĚR

Z vyhodnocení provedených testů vyplynula skutečnost, že samotné materiály jsou nepropustné a jejich výsledky se shodují s tím, co deklarují jejich výrobci, ale bentonitové hydroizolace typu Voltex ve spojích propouští vodu do doby aktivování bentonitové vrstvy a jejího prostoupení skrz geotextílie. Nejvýhodnějším spojem byl vyhodnocen spoj na tupo s přeplátováním. Použitím tohoto typu spoje by došlo k navýšení potřebného materiálu z důvodu nárůstu spotřeby materiálu na přeplátování spoje na tupo. Tento typ spoje se však jeví jako vhodný pro úseky bez složitých detailů, jelikož zde by spoj na tupo nemusel plně dolíhat. V místech s komplikovanými detaily by však bylo možné použití dnes klasického spoje s přesahem.

Bentonitový kompozit Dual Seal při testech nepropustil ve spoji žádnou vodu a pro použití při aplikacích kde se hydroizolace realizuje na již hotovou železobetonovou konstrukci, se jeví hydroizolace s touto strukturou jako nejvhodnější typ bentonitové hydroizolace.

Rovněž z výše uvedených závěrů vyplývá doporučení pro výrobce bentonitové hydroizolace Voltex v podobě úpravy provádění detailu napojení jednotlivých spojů a záplat hydroizolace. Tento fakt by měl vést k diskuzi s výrobcem izolace o úpravě předpisu pro provádění spojů hydroizolace.

Důležitým poznatkem je zmapování funkce bentonitové hydroizolace Voltex s ohledem na množství propuštěné vody skrz spoje izolace. Tento poznatek je důležitý pro rozhodnutí na jakou konstrukci použít tuto hydroizolaci, protože ne u všech konstrukcí je nutné, aby po realizaci konstrukce a izolačního systému byl objekt okamžitě zcela suchý. V případě tunelů tento požadavek neexistuje, ale tato skutečnost by se měla promítnout do plánování harmonogramu prací, tak aby byly naplánovány např. montáže technologií s určitým odstupem od ustálení hladiny podzemní vody a tím aktivace hydroizolace.

Celkově lze konstatovat, že ideálními aplikacemi pro bentonitové hydroizolace jsou izolace realizované na již hotové stavební konstrukce s použitím materiálů bez nosných geotextilií (např. bentonitový kompozit DUAL SEAL). V případě aplikací bentonitových hydroizolací pod vodorovné nebo svislé železobetonové konstrukce tzn. u izolací „do vany“ bych doporučoval u staveb s požadavkem na suché prostředí ihned po zaizolování konstrukce, z důvodu počáteční propustnosti spojů doplnit hydroizolační systém bentonitových rohoží vždy primárním izolačním systémem (fólie, asfaltové pásy apod.) nebo kombinovat hydroizolační systém s železobetonovou konstrukcí opatřenou minimálně těsnícími prvky na bázi bentonitu v pracovních sparách a dilatacích.

Na závěr lze tedy konstatovat, že veškeré hydroizolace, které se dnes používají k izolaci konstrukcí, fólie, asfalty, bentonity, stříkané izolace na bázi cementu, atd..., se dají použít jen pro určité typy staveb a při určitých podmínkách, ale nelze o žádné izolaci konstatovat, že její použití je univerzální na jakýkoli druh stavby v daném stavebním odvětví. Obecně však platí, že hydroizolace spolupůsobící s konstrukcí jsou efektivnější než hydroizolační systémy bez spolupůsobení s konstrukcí a to z důvodu zamezení migrace vody mezi konstrukcí a izolací.

LITERATURA

[1] METROSTAV a.s., SATRA a.s., *Projektová dokumentace RDS – SO 9020.05.02 Hloubené tunely Trója*. Praha: 2008

[2] METROSTAV a.s., SATRA a.s*., Projektová dokumentace RDS – SO 9020.06.02 Hloubené tunely Trója*. Praha: 2007

[3] CETCO – POLAND, CETCO Sp. z o.o. S.K.A., Quality control of bentonite composite (gcl) provided by the CETCO manufacturer. Poland: 2012

[4] HUSÁRIK, J. Bentonitové izolace a tunelové konstrukce. *Geotechnika*, 2/2011, roč.13, s. 38-40, ISSN 1211 – 913X.

[5] HUSÁRIK, J. Závislost bentonitové izolace na kvalitě podkladu. *Tunel*, 3/2012, roč. 21, s. 53-57, ISSN 1211 – 0728.

Oponentní posudek vypracoval:

Ing. Miroslav Hamřík, Minova Bohemia s.r.o., Ostrava.

Ing. Pavel Šourek, SATRA, spol. s r. o., Praha.

Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské - Technické univerzity Ostrava
číslo 2, rok 2012, ročník XII, řada stavební
článek č. 20

Barbora HRUBÁ[1], Darja KUBEČKOVÁ[2]

VLIV UMÍSTĚNÍ VENTILÁTORU BLOWER DOORU NA VZDUCHOTĚSNOST OBÁLKY BUDOVY

THE INFLUENCE OF BLOWER DOOR FAN LOCATION ON THE AIRTIGHTNESS OF BUILDING ENVELOPE

Abstrakt

Příspěvek se zaměřuje na problematiku budov realizovaných v nízkoenergetickém standardu, s tím související problematiku vzduchotěsnosti obálky budovy a měření vzduchotěsnosti Blower Door testem (BD test). Soubor dat a naměřených hodnot dokazuje, že výsledné hodnoty měření ovlivňuje řada faktorů; jedním z nich je poloha rámu BD testu a jeho umístění v hodnocené místnosti. Problematika měření je dokumentována na příkladu rodinného domu, dřevostavby.

Klíčová slova

Budova, pasivní standard, vzduchotěsnost, vzduch, intenzita, výměna, Blower Door test, otvory, poloha.

Abstract

The contribution focused on the issue of the buildings realized in passive standard and related problems of air permeability of the building envelope and the measuring of air permeability by Blower Door test. The data set and measured values shows that the resulting measurement values are affected by many factors, one of them is the position of the frame BD and its location in the assessed room. The is of measurement is illustrated in the example of a house woodensue house.

Keywords

The building, passive standard, airtightness, air, intensity, exchange, Blower Door test, holes, location.

1 ÚVOD

Požadavek vzduchotěsnosti pláště budov se objevuje výrazněji s nástupem výstavby nízkoenergetických domů na konci devadesátých let minulého století. Je převážně spojován s energetickou ztrátou domu ve spojitosti s větrným zatížením obalových konstrukcí [1]. Měření vzduchotěsnosti (průvzdušnosti) objektu neboli měření Blower Door by mělo být prováděno u všech budov, protože podává důležitou informaci o těsnosti obálky domu a tím i kvalitě celé stavby [2]. Během tohoto měření je také možno lokalizovat konkrétní defekty a netěsnosti budovy a následně je odstranit. Vzduchotěsnost obálky budovy je důležitá především z pohledu energetických vlastností budovy, kvality vnitřního prostředí a spolehlivosti stavebních konstrukcí. Tato problematika je v současné době řešena především v segmentu nízkoenergetických, pasivních a nulových budov.

[1] Ing. Barbora Hrubá, Katedra pozemního stavitelství, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava-Poruba, tel.: (+420) 597 321 916 e-mail: barbora.hruba@vsb.cz.

[2] prof. Ing. Darja Kubečková, Ph.D., Děkanát, Katedra pozemního stavitelství, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava-Poruba, tel.: (+420) 597 321 900 e-mail: darja.kubeckova@vsb.cz.

ČSN EN 13829 [3] rozlišuje dvě metody měření, které se vzájemně liší přípravou budovy před měřením.

Metoda A - měření budovy nebo prostoru v provozním stavu: před měřením se neprovádí žádná opatření, která by zlepšovala těsnost oproti běžně užívanému stavu. Tuto hodnotu lze použít pro účely stanovení skutečných ztrát objektu (včetně technologií) [4].

Metoda B - měření obálky budovy nebo prostoru: před měřením se uzavřou a utěsní všechny otvory, které nemají ovlivnit výsledky měření, obvykle se jedná o ventilátory, digestoře, komíny, sifony, prostupy do revizních šachet apod. Výsledná hodnota se používá pro hodnocení průvzdušnosti obálky domu [4].

V souvislosti s řešením vzduchotěsnosti obálky budovy je žádoucí zamyslet se nad lokalizací rámu s ventilátorem Blower Dooru a jeho vlivu na výslednou hodnotu průvzdušnosti n_{50}. Problematiku lze dokumentovat na příkladu měření obytné budovy, v pasivním standardu realizované v roce 2007 při platnosti ČSN 730540- 2 [5].

2 MĚŘENÍ PŘI POLOZE MĚŘÍCÍHO ZAŘÍZENÍ VE VSTUPNÍCH DVEŘÍCH

V současné době platná ČSN EN 13829 Tepelné chování budov – Stanovení průvzdušnosti budov – Tlaková metoda [3] nepředepisuje umístění rámu s ventilátorem. Všeobecně praktikovaný postup měření vzduchotěsnosti obálky budovy je ten, že se ventilátor Blower Dooru instaluje do rámu vstupních dveří, řádně utěsní, a následně proběhne samotný test. Z hlediska vzduchotěsnosti obálky budovy jsou právě vchodové dveře jedním z nejslabších článků, a to z důvodu bezpečnostního kování, které zvyšuje spárovou průvzdušnost. Při instalaci rámu měřícího zařízení dochází k dokonalému utěsnění otvoru, do kterého je instalován, a tím se eliminuje jeho netěsnost, což může mít za následek výrazné nadhodnocení výsledku měření.

Dispoziční řešení zásadně orientuje podélný trakt hlavního obytného prostoru do jižního průčelí, s rozsahem prosklení přes 30 %, a s krytím přesahem střechy přes 950 mm. Na severní stranu jsou orientovány vstupní, sociální a technické prostory, schodiště, volně navazující přístřešky pro auto a zahradní kolna. Prostor podkroví je rozčleněn do 3–4 ložnic, koupelny a šatny. Prosklení v podkroví v rozsahu 15–20 % plochy místností zajišťuje dostatečné denní osvětlení.

2.1 Stavebně – energetické řešení objektu [5]

Přízemní část vytváří soustava sloupků v rozteči 1,5 až 3 m uložených na základovém prahu, ve zhlaví spojených soustavou podélných lepených průvlaků a příčných ztužidel. Prostorové ztužení zajišťují nárožní diagonální ztužidla. Vzájemné stykování všech prvků je řešeno styčníkovými deskami a kotvami systému BOVA a hřebíkovými spoji typu KH. Podkrovní a střešní část objektu tvoří velkorozponové staveništní vazníky, jejichž spodní pásnice jako spojitý nosník vytváří přímo stropy přízemí. Tento bezvaznicový hambalkový systém zcela uvolňuje celý prostor podkroví bez jakýchkoliv podpor, pro dosažení zcela variabilní dispozice. Podélné ztužení krovové soustavy vazníků zajišťují diagonální zavětrovací kříže ve spodním líci krokví.

Obvodové stěny tl. 400 mm jsou sestaveny ze dvou samostatných nenosných plášťů se skládanou výplní desek minerální vlny ROCKMIN. Venkovní plášť je řešen tenkovrstvou omítkou na fasádní isolaci FASROCK. Vnitřní plášť je řešen vzájemně lepenými sádrovláknitými deskami FERMACELL tl. 12,5 mm na laťový rošt s instalačním prostorem. Parotěsná vrstva z folie JUTAFOL N je důsledně lepená ve spojích butylkaučukovými páskami a zajištěna latěmi.

Užitná plocha základní velikosti domu 9,60 × 8,60 m je 132 m^2 (plus 39 m^2 pochůzí půda), obestavěný prostor celkem 513 m^2. Objemový faktor tvaru A/V = 0,57.

Obr. 1, 2: Fotodokumentace měřeného objektu

2.2 Technické zařízení [5]

Teplovzdušné vytápění, větrání a chlazení zajišťuje dvouzónový systém rekuperační jednotky Duplex RB s napojením na zemní cirkulační výměník tepla, a s rozvodem ohřátého vzduchu nad krbovými kamny do celého objektu. Podlahové kanály v plochém provedení jsou vyústěny pod okny podlahovými vyústkami. Potrubní VZT rozvody jsou pak většinou vedeny v prostoru stropů a centrálně vyústěny v technické místnosti.

Je zde použit integrovaný zásobník tepla IZT 615 (615 l), do kterého je napojen solární okruh a okruh krbových kamen na kusové dřevo s teplovodní vložkou. Topná voda z IZT 615 ohřívá teplovodní registr větrací jednotky a otopné žebříky v koupelnách. Výstup průtočně ohřívané teplé vody je napojen přímo do sociálních zařízení a dále přes termostatický ventil do myčky nádobí a pračky, kde zajišťuje až 60% úsporu přímotopné elektrické energie.

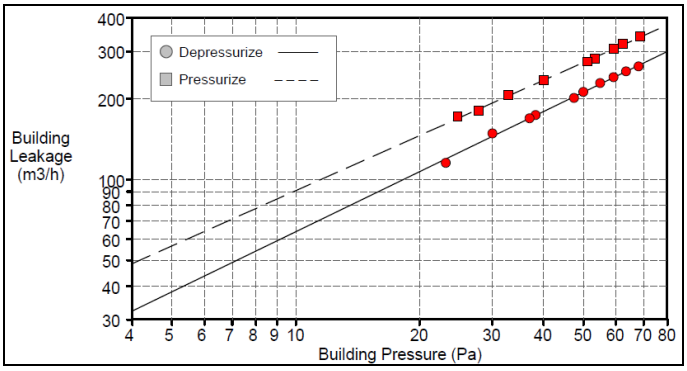
Solární termické panely (cca. 6m^2) jsou na sedlové střeše uspořádány do svislých pásů, čímž se v podhorské oblasti s vyšší pokrývkou sněhu výrazně omezuje tvorba spodní ledové krusty a následná trvalá sněhová vrstva na horizontálních kolektorech. Na střeše školicího střediska je instalován fotovoltaický systém s výkonem 8,5 kWp s distribucí do veřejné sítě.

2.3 Naměřené hodnoty

Všechna komparativní měření byla prováděna za stejných okrajových podmínek viz obr. 1. V rámci výzkumu byla řešena netěsnost obvodového pláště objektu, proto byla pro měření zvolena dle ČSN EN 13829 metoda B (viz kap. 1).

Inside Temperature:	20 ℃	Volume:	326 m3
Outside Temperature:	-6 ℃	Surface Area:	293 m2
Barometric Pressure:	101325 Pa	Floor Area:	136 m2
Wind Class:	2 Light Breeze	Uncertainty of Building Dimensions:	3 %
Building Wind Exposure:	Partly Exposed Building		
Type of Heating:	Teplovzdušné vytápění s rek	Year of Construction:	2007
Type of Air Conditioning:	Atrea		
Type of Ventilation:	None		

Obr. 3: Okrajové podmínky – výstup softwaru Tectite express



Obr. 4: Regresní přímka – výstup softwaru Tectite express

Výše uvedený graf znázorňuje únik vzduchu z budovy v m^3/h v závislosti na tlaku uvnitř budovy. Jednotlivé body reprezentují průměr ze sta odečtených hodnot – sto vzorků. Body, v grafu znázorněné čtverci (Pressurize) reprezentují hodnoty získané přetlakovou zkouškou, body, znázorněné v grafu kruhy, pak hodnoty získané zkouškou podtlakovou. Na následujícím obrázku je vyhodnocení měření, kde nás zajímá především hodnota n_{50}, což je doporučená hodnota celkové intenzity výměny vzduchu při tlakovém rozdílu 50 Pa.

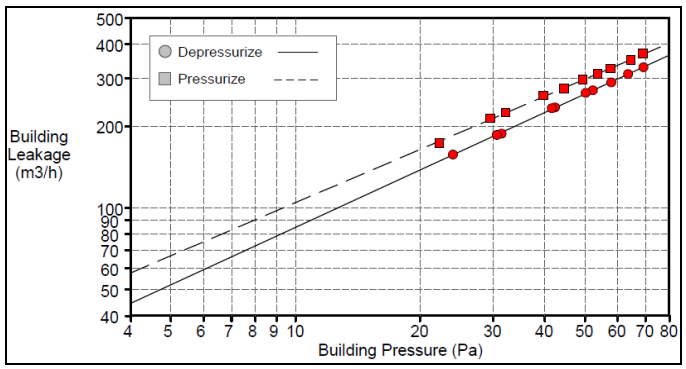
Test Results at 50 Pascals:	Depressurization	Pressurization	Average
V50: Airflow (m3/h)	213 (+/- 0.4 %)	273 (+/- 0.3 %)	243
n50: Air Changes per Hour (1/h)	0.65	0.84	0.74
w50: m3/hm2 Floor Area	1.56	2.01	1.78
q50: m3/hm2 Surface Area	0.73	0.93	0.83

Obr. 5: Výsledky měření – rám ve vchodových dveřích – výstup softwaru Tectite express

3 MĚŘENÍ PŘI POLOZE MĚŘÍCÍHO ZAŘÍZENÍ V BALKÓNOVÝCH DVEŘÍCH

Druhé měření bylo koncipováno tak, že byl ventilátor umístěn do balkonových dveří, pro zjištění vlivu vchodových dveří na celkovou bilanci objektu. Vchodové dveře jsou v zásadě méně těsné než dveře balkonové, zvláště pokud nejsou zamčené. To je dáno především nízkým prahem dveří a bezpečnostním kováním. Dle ČSN 73 4301 – Obytné budovy [6] se vstupní dveře z hlediska bezpečnosti a požární prevence navrhují otvíravé dovnitř, to znamená, že předpokládaná hodnota n_{50} bude v případě podtlakové zkoušky výrazně odlišná od n_{50} při podtlaku v případě zařízení ve vchodových dveřích. Hodnota n_{50} u tlakové zkoušky v obou případech se nebude lišit tak výrazně.

3.1 Naměřené hodnoty



Obr. 6: Regresní přímka – výstup softwaru Tectite express

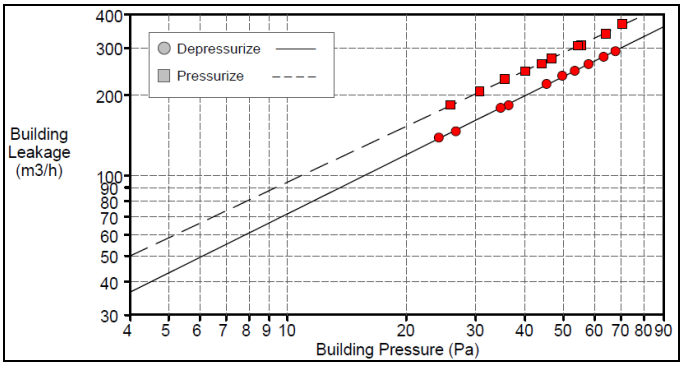
Test Results at 50 Pascals:	Depressurization	Pressurization	Average
V50: Airflow (m3/h)	264 (+/- 0.2 %)	298 (+/- 0.2 %)	281
n50: Air Changes per Hour (1/h)	0.81	0.91	0.86
w50: m3/hm2 Floor Area	1.94	2.19	2.07
q50: m3/hm2 Surface Area	0.90	1.02	0.96

Obr. 7: Výsledky měření - rám v balkónových dveřích – výstup softwaru Tectite express

4 MĚŘENÍ PŘI POLOZE MĚŘÍCÍHO ZAŘÍZENÍ V BALKÓNOVÝCH DVEŘÍCH – VSTUPNÍ DVEŘE ZAMČENY

Ve třetím měření byly vchodové dveře zamčeny. Při zamčení dojde k přitažení dveří do těsnění rámu a dveře jsou těsnější. V tomto případě se výsledky měření přiblížily prvnímu měření s umístěním ventilátoru ve vchodových dveřích.

4.1 Naměřené hodnoty



Obr. 8: Regresní přímka – výstup softwaru Tectite express

Test Results at 50 Pascals:	Depressurization	Pressurization	Average
V50: Airflow (m3/h)	235 (+/- 0.2 %)	288 (+/- 0.3 %)	261
n50: Air Changes per Hour (1/h)	0.72	0.88	0.80
w50: m3/hm2 Floor Area	1.73	2.11	1.92
q50: m3/hm2 Surface Area	0.80	0.98	0.89

Obr. 9: Výsledky měření - rám v balkónových dveřích – poloha zamčeno – výstup softwaru Tectite express

5 ZÁVĚR

Tab. 1.: Výsledky měření. Zdroj: Vlastní zpracování

Umístění ventilátoru Blower Dooru	Hodnota n_{50} [h^{-1}]
ve vstupních dveřích	0,74
v balkonových dveřích – vstupní dveře zamčeny	0,80
– vstupní dveře odemčeny	0,86

Na základě výsledného souboru naměřených dat byla potvrzena původní hypotéza o nadhodnocení nebo podhodnocení konstrukce z hlediska vzduchotěsnosti vlivem umístění ventilátoru měřícího zařízení. Z Tab. 1 je patrné, že hodnoty při různých polohách rámu s ventilátorem jsou výrazně odlišné. Obecně nejrozšířenější postup měření, kdy je rám instalován do

vstupních dveří, nadhodnotí konstrukci v porovnání s měřením s ventilátorem umístěným ve dveřích balkonových s variantou zamčených vstupních 0,12 h^{-1} , což je 14%.

PODĚKOVÁNÍ

Příspěvek byl vytvořen členy výzkumné skupiny katedry pozemního stavitelství a katedry prostředí staveb a TZB v rámci projektu CZ.1.07/2.3.00/20.0013 - „Tvorba a internacionalizace špičkových týmů a zvyšování jejich excelence na Fakultě stavební VŠB – TUO“ za podpory projektu CZ.1.07/2.2.00/15.0125 – „Inovace a modernizace studijního oboru Prostředí staveb“.

Příspěvek byl také realizován za laskavé podpory projektového manažera firmy Atrea s r. o. pana Ing. Zdenka Zikána, který umožnil měření v prostorách komplexu pasivních domů v Koberovech.

LITERATURA

[1] PALEČEK, S. *Zkušenosti a techniky dosahování vzduchotěsnosti pláště budov v ČR.* Sborník konference Pasívné domy 2011, Bratislava, 2007. [cit. 2012-09-3].

[2] KUBEČKOVÁ SKULINOVÁ, D., HRUBÁ, B., ČERNÍKOVÁ, M., BAĎUROVÁ, S., LABUDEK, J. *Měření průvzdušnosti laboratoria Žilinské univerzity*. In Structura 2011. Ostrava : FAST VŠB-TU Ostrava, ISBN 978-80-248-2521-2. [cit. 2012-09-3].

[3] ČSN EN 13 829 *Tepelné chování budov – Stanovení průvzdušnosti budov – Tlaková metoda.* Praha: Český normalizační institut, 2001. 28 s.

[4] SKŘIPSKÝ J., ZWIENER V. *Vzduchotěsnost dřevostaveb v souvislostech.* Časopis DEKTIME 02/2010, s. 16–23, DEK a.s., Praha 2010 (www.dektime.cz) [cit. 2012-09-3].

[5] MORÁVEK, P. *Obytný soubor pasivních domů Koberovy*. [online]. 2011. [cit. 2012-11-1]. Dostupné z http://www.tzb-info.cz/7057-obytny-soubor-pasivnich-domu-koberovy

[6] ČSN 73 4301 *Obytné budovy*. Praha: Český normalizační institut, 2004. 24 s.

[7] ČSN 730540-2 *Tepelná ochrana budov – Část 2: Požadavky*. Praha: Český normalizační institut, 2011. 56 s.

[8] Kolektiv autorů. *Nízkoenergetické a pasivní domy – návrh a realizace.* Verlag dashöfer, nakladatelství, spol. s r.o., 2009, 816 s.

[9] SHERMAN, M. H. *Air change rate and airtightness in buildings.* Publisher ASTM INTL, 1990, 310 S. ISBN-10: 0803114516, ISBN-13: 978-0803114517

[10] NOVÁK, J. *Vzduchotěsnost obvodových plášťů budov.* Nakladatelství Grada, 2008, 203 s., ISBN 978-80-247-1953-5

[11] ZWIENER, V., HŮLKA C . *Měření těsnosti budov - Metoda tlakového spádu - Blower-Door test,* Časopis DEKTIME 05-06/2006, s. 62-65, DEK a.s., Praha 2006 (www.dektime.cz)

[12] TYWONIAK, J. *Pasivní domy, energeticky nulové domy a primární energie*. Sborník konference Pasivní domy 2006, Brno, 2006

[13] NOVÁK J. *Měření průvzdušnosti budov v ČR - výsledky a zkušenosti*. Sborník konference Pasivní domy 2006, Brno, 2006

[14] TYWONIAK, J. *Nízkoenergetické a pasivní domy v ČR - bariéry a šance*. Sborník konference Pasivní domy 2007, Brno, 2007

Oponentní posudek vypracoval:

Prof. Ing. Dušan Katunský, CSc., Katedra architektúry a konštrukcií budov, TU v Košiciach.

Doc. Ing. Pavol Ďurica, CSc., Katedra pozemného staviteľstva a urbanizmu, Stavebná fakulta, ŽU v Žiline.

Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské - Technické univerzity Ostrava
číslo 2, rok 2012, ročník XII, řada stavební
článek č. 21

Marek JAŠEK[1]

ZESÍLENÍ ZDĚNÉHO SLOUPU POMOCÍ UHLÍKOVÉ TKANINY

STRENGTHENING OF MASONRY COLUMN WITH CARBON CLOTH

Abstrakt

Příspěvek pojednává o početním posouzení zděného sloupu, který je zesílen pomocí kompozitního materiálu FRP (Fiber Reinforced Polymers) ve formě uhlíkové tkaniny. Početní posouzení únosnosti a spolehlivosti centricky namáhaného zděného sloupu je realizováno na detailním mikromodelu pro zdivo vypracovaném v nekomerční verzi softwaru ANSYS 12.

Klíčová slova

Kompozitní materiál FRP, uhlíkové tkaniny, zděný sloup, zesílení, tlak.

Abstract

This paper presents a numerical assessment of masonry column that is strengthened by a composite material FRP (Fiber Reinforced Polymers) in the form of carbon cloth. Numerical assessment of the load bearing capacity and reliability of centric loaded masonry column is implemented on a detailed micromodel for masonry and it is drawing in the nonversion software ANSYS 12.

Keywords

FRP composite material, carbon cloth, masonry column, strengthening masonry, pressure.

1 ÚVOD

Při zesilování zděných sloupů a pilířů se využívají různé metody zesilování zděných konstrukcí či prvků. Jedna z možných novodobých metod pro zesilování zděných sloupů je metoda zesílení pomocí kompozitního materiálu FRP (Fiber Reinforced Polymers) ve formě uhlíkové tkaniny. V příspěvku jsou uvedeny dílčí výsledky teoretického výzkumu nových pokročilých inovačních materiálů a technologií, které se objevily na stavebním trhu nebo jsou teprve v pokročilé fázi zkoumání viz (Jašek, 2011a).

Početní posouzení únosnosti a spolehlivosti zesíleného zděného sloupu je realizováno na numerickém modelu vypracovaném v nekomerční verzi softwaru ANSYS 12. Metoda zesílení zděného sloupu pomocí kompozitního materiálu FRP ve formě uhlíkové tkaniny je pak porovnána s nezesíleným zděným sloupem o půdorysných rozměrech 440 × 440 mm a o výšce $v = 3{,}0$ m.

2 KOMPOZITNÍ MATERIÁL FRP

Kompozitní materiál FRP (Fiber Reinforced Polymers), což v překladu znamená vlákny vyztužované polymery, se nejčastěji skládá ze 2 základních složek a to:

- z vysokopevnostního vlákna,

[1] Ing. Marek Jašek, Ph.D. Katedra pozemního stavitelství, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava-Poruba, tel.: (+420) 597 321 927, e-mail: marek.jasek@vsb.cz.

- polymerního pojiva.

Kompozitní materiál FRP má dobré fyzikální a mechanické vlastnosti, především vysokou pevnost v tahu. Je odolný proti agresivním účinkům okolního prostředí. Dále je trvanlivý, což znamená, že významně nepodléhá reologickým vlivům v čase a to v důsledku znamená dlouhodobou životnost a minimální údržbu. Další výhodou kompozitního materiálu FRP je nízká hmotnost. Hmotnost kompozitního materiálu FRP je přibližně o 80 % nižší než u oceli a o 30 % nižší než u hliníku. S ohledem na nízkou hmotnost se zanedbatelně zvyšuje hmotnost sanované konstrukce či prvku, vlastní manipulace s kompozitním materiálem FRP je snadná a samotná realizace není namáhavá. Kompozitní materiál FRP výrazně nezvětšuje půdorysné rozměry a přizpůsobuje se drobným nepravidelnostem sanované konstrukce či prvku (Šilhan, 2009).

2.1 Fyzikálně-mechanické vlastnosti kompozitního materiálu FRP ve formě uhlíkové tkaniny

Uhlíková tkanina se aplikuje celoplošně na zděný sloup ve 3 vrstvách. Samotná realizace uhlíkové tkaniny je následující: nejdříve se nanáší penetrační nátěr, následně lepicí hmota (válečkem či štětcem) a do této vrstvy se vkládá samotná uhlíková tkanina a válečkem se zatlačí do podkladu. Před aplikaci další vrstvy uhlíkové tkaniny se musí dodržet technologická přestávka o délce trvání minimálně 15 minut. Efektivní tloušťka 1 vrstvy uhlíkové tkaniny je 0,165 mm viz (Uhlíkové tkaniny Carbopree, 2010).

Při použití uhlíkové tkaniny je modelování zjednodušeno a není uvažováno s lepicí hmotou. Uhlíková tkanina je modelována jako skořepinový 4 uzlový prvek typu SHELL 63 a je ve výpočtovém modelu přímo osazena na vnější povrch zděného sloupu.

Tab. 1: Fyzikálně-mechanické vlastnosti uhlíkové tkaniny (Uhlíkové tkaniny Carbopree, 2010)

Mechanicko-fyzikální vlastnosti	HM 300
Objemová hmotnost (kg.m^{-3})	1600
Modul pružnosti v tahu (GPa)	390
Součinitel příčné roztažnosti (Poissonův součinitel)	0,3
Tažnost (%)	0,8
Pevnost v tahu (MPa)	3000

3 STATICKÉ POSOUZENÍ ZDĚNÉHO SLOUPU

Početní posouzení kompozitního materiálu FRP ve formě uhlíkových vláken je provedeno na zděném sloupu o půdorysných rozměrech 440 × 440 mm a o výšce 3000 mm s fyzikálně-mechanickými vlastnostmi, které jsou uvedené v předešlé a následující tabulce. Zděný sloup je vymodelován v nekomerční verzi softwaru ANSYS 12 pomocí detailního mikromodelu pro zdivo. Cihly a malta jsou po výšce rozděleny na dvě stejně vysoké části z důvodu vyhodnocení napětí a deformací v polovině výšky těchto prvků. U zděného sloupu je respektována řádná vazba zdiva. Sloup je modelován z tříčtvrtek, tloušťka ložné a styčné maltové spáry je 10 mm.

S ohledem na doposud nerealizované experimentální zkoušky jsou při modelování sloupu použity zjednodušené předpoklady chování zdiva. Zděný sloup je vymodelován jako konzolový prut bez uvážení vlivu vzpěru prvku a to z důvodu, že prvek SOLID 65 nelze použít pro geometricky nelineární úlohy. Sloup je v patě vetknutý a v hlavě zatížen dostřednou tlakovou silou. Tlaková normálová síla působící na zhlaví sloupu je zvolena o hodnotě 170 kN. Plošné zatížení zjištěné přepočtem na půdorysnou plochu pak vychází 878 kPa. Zatížení je do samotného zděného sloupu vnášeno pomocí tužšího spojovacího prvku o výšce 100 mm, který má stejné fyzikálně-mechanické vlastnosti jako cihla. Vytvořením spojovacího prvku se snažíme docílit pokud možno co nejreálnějšího přenosu zatížení do zděného sloupu.

Z důvodu zjednodušení numerického modelu a zanedbání vzpěru je potřeba brát výsledky spíše jako orientační. Jedná se o orientační parametrický výpočet, který umožňuje získat informaci o potenciálních vlivech zesílení na rozdělení napjatosti v modelovaném prvku.

3.1 Vstupní údaje materiálů

Malta a cihly jsou modelovány jako 8 uzlový prvek SOLID 65 s isotropními vlastnostmi. Cihly jsou modelovány jako fyzikálně lineární materiál, malta pak jako fyzikálně nelineární materiál. Při zadání fyzikálně nelineárního chování malty se vychází z Willam-Warnkeho podmínky plasticity (Willam, 1975). Vstupní údaje nelineárního chování malty zadávané v softwaru ANSYS jsou uvedené v (Jašek, 2011b).

Fyzikálně-mechanické vlastnosti cihel a malty jsou převzaty z experimentálních zkoušek cihel a malty (Vorel, 2007) a hodnoty jsou uvedeny v tab. 2.

Tab. 2: Fyzikálně-mechanické vlastnosti cihly a malty (Vorel, 2007)

Mechanicko-fyzikální vlastnosti	Cihly	Malta
Objemová hmotnost (kg.m^{-3})	1800	2000
Modul pružnosti v tahu a tlaku (GPa)	8,26	4,33
Součinitel příčné roztažnosti (Poissonův součinitel)	0,15	0,2
Pevnost v tlaku (MPa)	12,7	2,5
Pevnost v tahu (MPa)	1,8	0,5

3.2 Podklad statického posouzení zděného sloupu

Pro početní posouzení je vybrán segment střední části sloupu od poloviny zdicích prvků 18. řady do poloviny zdicích prvků 25. řady, což odpovídá výškové úrovni od +1,3925 do +1,8425 m.

U zděného sloupu je posuzováno napětí ve směru osy x a z i deformace ve směru osy x. Pro posouzení zděného sloupu jsou jednotlivé zesilující prvky odselektovány a napětí se posuzují zvlášť pro cihly a maltu. U posouzení deformace ve směru osy x jsou cihly a malta brány jako jeden společný prvek z důvodu minimálního rozdílu výsledných deformací v obou prvcích odpovídajících řádu 10^{-6} m, přičemž deformace v maltě je nepatrně větší než deformace v cihlách.

Na následných obrázcích jsou zobrazena napětí v cihlách a v maltě, kde záporné hodnoty odpovídají tlakovému napětí a kladné hodnoty tahovému napětí. Největší tlaková napětí jsou znázorněna tmavě modrou barvou. Největší tahová napětí pak barvou červenou. Napětí jsou uvedena v jednotkách kilo Pascal, deformace pak v metrech.

V následujících tabulkách jsou použité zkratky, kde:

$\sigma_{x,max,c}$ – je maximální napětí v cihlách ve směru osy x [kPa],

$\sigma_{x,max,m}$ – maximální napětí v maltě ve směru osy x [kPa],

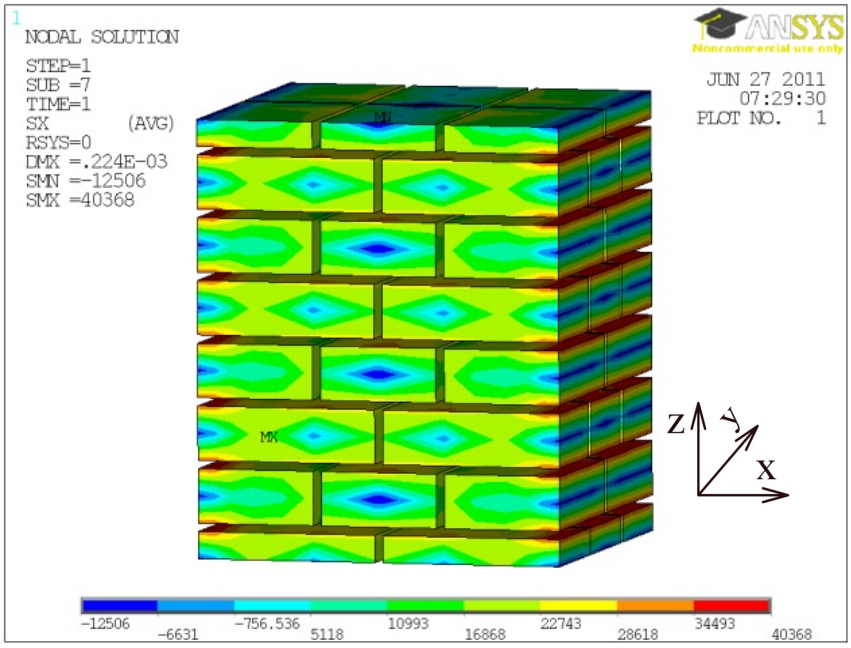
$\sigma_{z,max,c}$ – maximální napětí v cihlách ve směru osy z [kPa],

$\sigma_{z,max,m}$ – maximální napětí v maltě ve směru osy z [kPa],

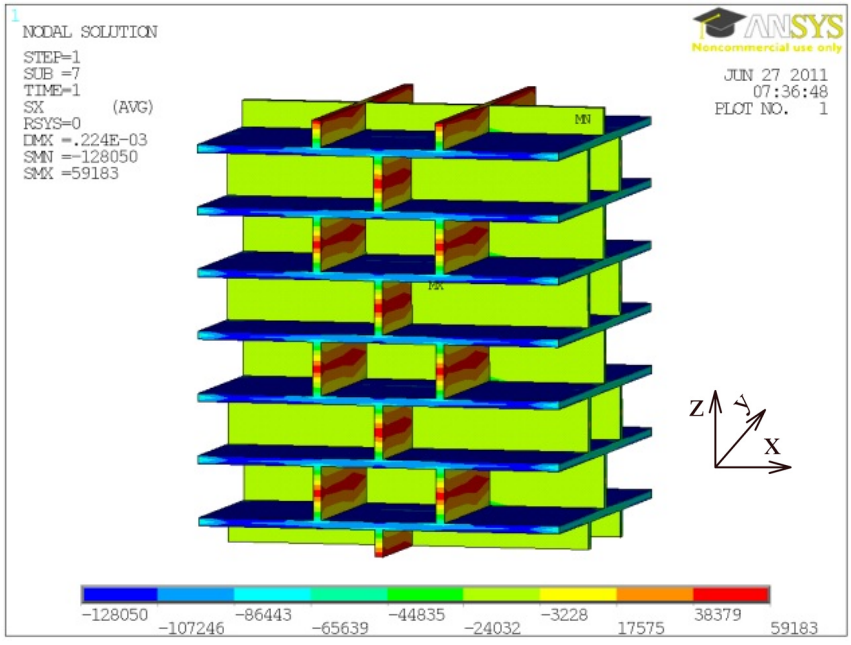
$u_{x,sloup}$ – maximální deformace zděného sloupu ve směru osy x [m].

3.2.1 Nezesílený zděný sloup

U nezesíleného zděného sloupu, který je zatížen dostřednou tlakovou silou, jsou největší tlaková napětí v cihlách ve směru osy x umístěna u povrchu zděného sloupu a to v polovině výšky cihel. Maximální tahová napětí v cihlách se pak nacházejí v oblasti ložné spáry u povrchu zděného sloupu. Ve směru osy z jsou největší lokální tlaková napětí v místě vnitřních styčných spár.

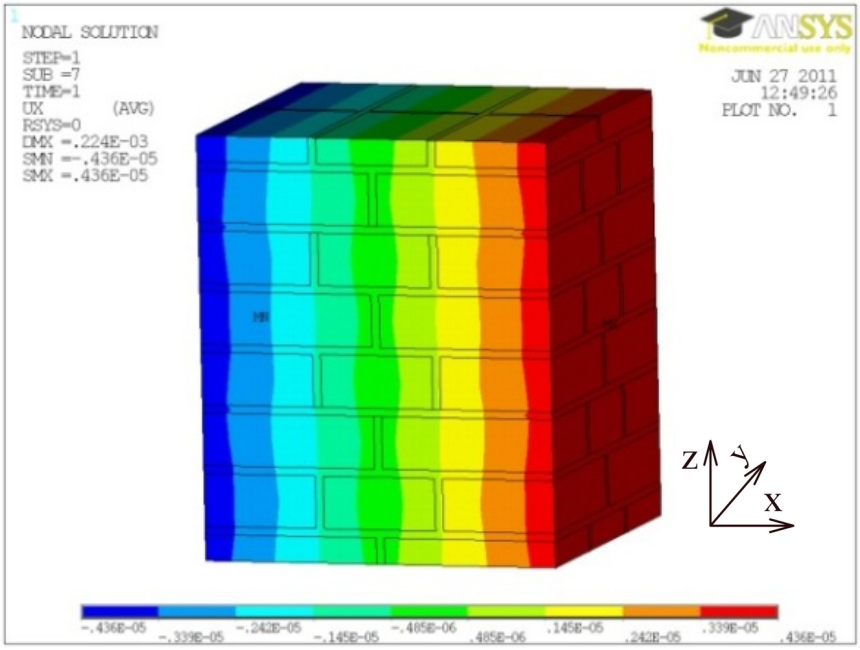


Obr. 1: Nezesílený zděný sloup: napětí v cihlách ve směru osy x



Obr. 2: Nezesílený zděný sloup: napětí v maltě ve směru osy *x*

V maltě jsou největší tlaková napětí ve směru osy *x* umístěna v ložných spárách, totéž platí i pro napětí ve směru osy *z*. V polovině výšky styčných maltových spár se nacházejí maximální tahová napětí ve směru osy *x*.



Obr. 3: Nezesílený zděný sloup: deformace sloupu ve směru osy *x*

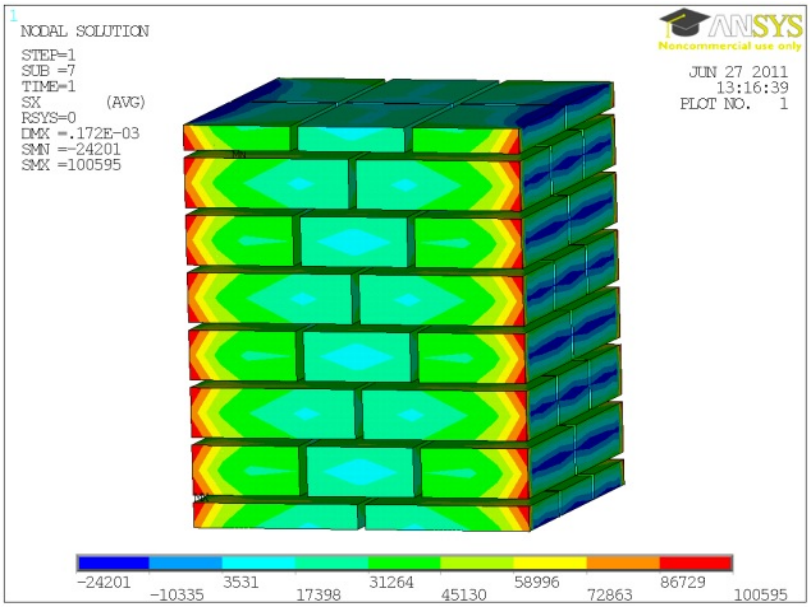
Na obr. 1 jsou znázorněna napětí v samotných cihlách nezesíleného zděného sloupu ve směru osy *x*, na obr. 2 pak napětí v maltových spárách. Maximální tlaková a tahová napětí pro nezesílený sloup ve směru osy *x* a *z* jsou uvedeny v tab. 3. Jak je patrné z obr. 3, maximální deformace ve směru osy *x* se nachází na kraji sloupu o hodnotě $4{,}39\times10^{-6}$ m.

Tab. 3: Výsledná maximální napětí a deformace pro nezesílený zděný sloup

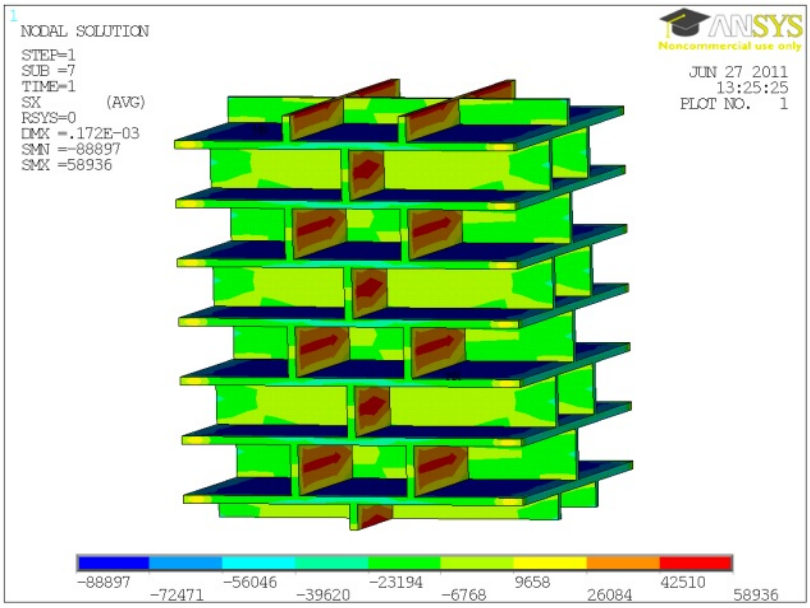
$\sigma_{x,max,c}$ (kPa)	$\sigma_{x,max,m}$ (kPa)	$\sigma_{z,max,c}$ (kPa)	$\sigma_{z,max,m}$ (kPa)	$u_{x,sloup}$ (m)
-12,506	-128,050	-1060	-931,357	$4{,}39*10^{-6}$
40,368	59,183			

3.2.2 Metoda zesílení pomocí kompozitního materiálu FRP ve formě uhlíkové tkaniny

Největší tlaková napětí v cihlách ve směru osy *x* se nacházejí v polovině výšky cihel u povrchu sloupu ve směru osy *y*. V cihlách se vyskytují největší lokální tahová napětí ve směru osy *x* na hranách sloupu a dosahují cca až 2,5 krát vyšších hodnot než u nezesíleného sloupu viz červená barevná škála na obr. 4. U tlakového napětí v cihlách ve směru osy *z* se projevuje pokles napětí přibližně o 25 % vzhledem k nezesílenému zděnému sloupu.



Obr. 4: Metoda zesílení pomocí kompozitního materiálu FRP – uhlíkové tkaniny: napětí v cihlách ve směru osy *x*



Obr. 5: Metoda zesílení pomocí kompozitního materiálu FRP – uhlíkové tkaniny: napětí v maltě ve směru osy *x*

U malty dochází k poklesu tlakového napětí ve směru osy *x*. Tahové napětí ve směru osy *x* má obdobný průběh napětí jako u nezesíleného sloupu a hodnoty napětí jsou téměř totožné. Taktéž jako u tlakového napětí v cihlách ve směru osy *z* se tlakové napětí v maltě ve směru osy *z* redukovalo. Samotná deformace sloupu ve směru osy *x* se snížila cca o 8 %.

Tab. 4: Výsledná maximální napětí a deformace pro metodu zesílení pomocí kompozitního materiálu FRP – uhlíkové tkaniny

$\sigma_{x,max,c}$ (kPa)	$\sigma_{x,max,m}$ (kPa)	$\sigma_{z,max,c}$ (kPa)	$\sigma_{z,max,m}$ (kPa)	$u_{x,sloup}$ (m)
-24,201 (193,5 %)	-88,897 (69,4 %)	-787,230 (74,2 %)	-774,770 (83,1 %)	$4{,}06*10^{-6}$ (92,4 %)
100,595 (249,1 %)	58,936 (99,5 %)			

Pozn.: v závorce je uvedena hodnota procentuálního poměru vzhledem k nezesílenému sloupu

3.2.3 Vyhodnocení zesílení zděného sloupu

Při zvolení kritéria pro srovnání dané metody zesílení zděného sloupu a samotného nezesíleného sloupu se vychází z pevnostních vlastností materiálů zděného sloupu. V důsledku větší pevnosti zdicího prvku f_c než malty f_m, resp. modulu pružnosti zdicího prvku E_c než malty E_m, má malta tendenci k většímu poměrnému příčnému přetvoření. Malta je pak příčně „tlačena“ a zdicí prvky jsou příčně „taženy“. Vzniku svislých trhlin a následnému porušení tlačeného zděného prvku může předcházet vznik svislých tahových trhlin ve zdicích prvcích, resp. ve styčných maltových spárách.

Pro srovnání dané metody zesílení zděného sloupu a samotného nezesíleného sloupu je vybráno jako jedno z možných kritérií posouzení tahové napětí v cihlách ve směru osy *x*. Při použití metody zesílení pomocí kompozitního materiálu FRP ve formě uhlíkové tkaniny dochází k výraznému nárůstu lokálního tahového napětí v cihlách ve směru osy *x* cca o 150 % a to jen v místě nároží (povrchu) sloupu v důsledku vzájemného spolupůsobení zdicího prvku a zesilující uhlíkové tkaniny, které je zajišťováno soudržnosti (adhezi) obou materiálů. Toto zvýšené povrchové napětí nemá vliv na porušení zděného sloupu z důvodu relativně vysoké pevnosti zdicích prvků v tahu (rezervy pevnosti zdicích prvků). V případě tlakového napětí v cihlách ve směru osy *x* se taktéž vyskytují zvýšené lokální napětí v místě povrchu sloupu.

Dalším možným kritériem pro srovnání dané metody zesílení je deformace zděného sloupu ve směru osy *x*, tzn. maximální hodnota vodorovného poměrného roztažení ve směru osy *x*. Deformace zděného sloupu metody zesílení pomocí kompozitního materiálu FRP ve formě uhlíkové tkaniny dosahuje snížení cca o 8 %.

4 ZÁVĚR

Na základě teoretického výzkumu zesíleného zděného sloupu zatíženého dostřednou tlakovou silou vyplývá, že metoda zesílení pomocí kompozitního materiálu FRP ve formě uhlíkové tkaniny vnáší zvýšená lokální napětí v tlaku a tahu v cihlách. Jak je patrné z obr. 4, tak zvýšená lokální napětí se nacházejí jen v místě povrchu sloupu, tzn. v místě kontaktu zděného sloupu se zesilujícím materiálem. Přičemž u zděného sloupu dochází ke snížení maximální hodnoty vodorovného poměrného roztažení ve směru osy *x*. Zároveň se výrazně snížilo tlakové napětí v maltě ve směru osy *x*. Jak také vyplývá z (Witzany, 2011), vyztužení kompozitním materiálem FRP ve formě uhlíkové tkaniny se u zděných pilířů zatížených dostřednou tlakovou silou začíná uplatňovat až vznikem a rozvojem prvních svislých trhlin ve zdivu.

Výsledky výše prezentovaných výpočtů byly stanoveny na základě určitých zjednodušených předpokladů provedených v rámci modelu. Pro verifikaci těchto výsledků je nezbytné provést experimentální ověření na zkušebních vzorcích cihelných pilířů.

Výzkumným cílem autora příspěvku je realizovat experimentální zkoušky na zkušebních vzorcích pro ověření zvoleného výpočtového modelu na nezesíleném zděném sloupu, získání poznatků o vzájemné interakci základních složek a následný vývoj nového zjednodušeného modelu materiálu. Po důsledném experimentálním ověření zvoleného numerického modelu má autor

příspěvku v úmyslu ověření „aktivování“ vyztužení kompozitním materiálem FRP ve formě uhlíkové tkaniny v důsledku vzniku a rozvoje prvních svislých trhlin ve zdivu.

Dalším cílem je ověření reálných fyzikálně mechanických vlastností zesilujících vrstev pomocí dílčích materiálových zkoušek.

PODĚKOVÁNÍ

Tento příspěvek byl realizován za finanční podpory z prostředků koncepčního rozvoje vědy, výzkumu a inovací pro rok 2012 přidělených VŠB-TU Ostrava Ministerstvem školství, mládeže a tělovýchovy České republiky.

LITERATURA

[1] JAŠEK, Marek. 2011a. *Posouzení nových materiálů a technologií pro zesilování zděných konstrukcí*. Ostrava: Vysoká škola báňská – Technická univerzita Ostrava, 2011. 187 s. Disertační práce. Vysoká škola báňská – Technická univerzita Ostrava, Fakulta stavební.

[2] JAŠEK, Marek. 2011b. Odezva zděného sloupu při zesílení cementovým kompozitem ECC. *Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské - Technické univerzity Ostrava: řada stavební*. 2011, roč. 11, č. 2, s. 127-134. ISSN 1213-1962.

[3] ŠILHAN, Ondřej. 2009. Příklady využití dodatečné lepené syntetické FRP výztuže v pozemním stavitelství. *Sborník příspěvků 14. mezinárodního semináře: Zpevňování, těsnění a kotvení horninového masivu a stavebních konstrukcí 2009, Ostrava, 19. – 20. února 2009*. Ostrava: VŠB - Technická univerzita Ostrava, Katedra geotechniky a podzemního stavitelství, 2009, s. 327-330. ISBN 978-80-248-1958-7.

[4] *Uhlíkové tkaniny Carbopree : Technický list*. 2010. Ostrava: Minova Bohemia s.r.o., 2010. 2 s.

[5] VOREL, Jan, Jan SÝKORA a Jan NOVÁK. 2007. Experimentální a numerická identifikace materiálových parametru zdiva. In: SÝKORA, Jan. *Engineering Mechanics 2007*. Praha: Ústav termomechaniky AV ČR, 2007, s. 267-268. ISBN 978-80-87012-06-2.

[6] WILLAM, Kaspar J. a E. P. WARNKE. 1975. Constitutive models for the triaxial behavior of concrete. Proceedings of the International Assoc. for Bridge and Structural Engineering. 1975, vol 19, pp. 1- 30.

[7] WITZANY, Jiří a Radek ZIGLER. 2011. Zesilování zdiva tkaninami z uhlíkových a skleněných vláken. *Stavební obzor*. 2011, roč. 20, 9/2011, s. 262-266. ISSN 1210-4027.

Oponentní posudek vypracoval:

Doc. Ing. Kolísko Jiří, Ph.D., Oddělení experimentálních a měřících metod, Kloknerův ústav, ČVUT v Praze.

Ing. Radek Zigler, Ph.D., Katedra konstrukcí pozemních staveb, Fakulta stavební, ČVUT v Praze.

Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské - Technické univerzity Ostrava
číslo 2, rok 2012, ročník XII, řada stavební
článek č. 22

Pavel ORAVEC[1], Michal HAMALA[2]

AKUSTICKÉ VLASTNOSTI STROPU Z PREFABRIKOVANÝCH DŘEVO – BETONOVÝCH SPŘAŽENÝCH PANELŮ

ACOUSTIC QUALITIES OF A CEILING FROM PREFABRICATED TIMBER – CONCRETE COMPOSITE PANELS

Abstrakt

Článek popisuje akustické vlastnosti tj. vzduchovou neprůzvučnost a hladinu akustického tlaku kročejového zvuku kompozitní konstrukce, spřaženého dřevo – betonového stropu. Vlastnosti stropní konstrukce byly experimentálně zjišťovány v akustické laboratoři certifikované zkušebny CSI Zlín na vzorku o velikosti 3,0 x 3,6 m. Byl proveden jeden typ skladby podlahy, z kterého vzešly tři fáze měření. Cílem experimentu bylo zjistit, zda navrhovaný strop obstojí z hlediska akustiky pro použití jako dělicí konstrukce mezi byty.

Klíčová slova

Stavební akustika, kompozit, dřevo, beton, strop, podlaha, zvuk, izolace.

Abstract

This article describes the acoustic qualities (sound insulation and a level of acoustic pressure of impact sound) composite construction, composite timber - concrete ceiling. The qualities of the ceiling construction were discovered in the experimental measurements in the acoustic testing laboratory certified by CSI Zlin on a sample of a 3 x 3,6 m size. One type of a floor composition was created. Three phases of measurement have been performed on the tested floor. The aim of the experiment was to determine whether the devised ceiling can be used as a separating element between apartments.

Keywords

Building acoustics, composite, timber, concrete, ceiling, floor, sound, insulation.

1 ÚVOD

1.1 Implementace dřeva ve stavebních konstrukcích

V současnosti se v ČR setkáváme s rostoucím zájmem o použití dřevěných konstrukčních prvků. Největší podíl ve výstavbě představují rodinné a bytové domy. Podíl dřevostaveb pro bydlení v ČR dle ČSÚ představuje přibližně 4 % z celkové bytové výstavby oproti roku 2006, kdy to byli 2 %. Například v Německu je to 7 %, Rakousku a Švýcarsku 10 %, ve skandinávských zemích okolo 75 % a v Kanadě až 80 %.

[1] Ing. Pavel Oravec, Ph.D., Katedra pozemního stavitelství, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava-Poruba, tel.: (+420) 597 321 912, e-mail: pavel.oravec@vsb.cz.

[2] Ing. Michal Hamala, Katedra pozemního stavitelství, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava-Poruba, tel.: (+420) 597 321 914, e-mail:michal.hamala@vsb.cz.

Výhoda dřevostaveb spočívá převážně v rychlosti výstavby a ve „zdravém“ a energeticky nenáročném bydlení. V souvislosti se „zdravým“ bydlením se můžeme setkat s pojmem „udržitelnost staveb“. V rámci udržitelnosti je budova hodnocena z pohledu jejího zatížení životního prostředí a působení na člověka. V ČR byl za tímto účelem vytvořen hodnotící nástroj SB Tool CZ [1]. Pozitivněji jsou hodnoceny stavby z přírodních materiálů (dřevo, sláma) oproti „umělým“ materiálům (beton, ocel, silikáty).

Rozvoj inovativních konstrukčních dřevěných výrobků a systémů na celém světě přispěl k vybudování několika vysokých budov. Série pěti 8 – podlažních obytných dřevostaveb ve městě Vaxjo ve Švédsku, 9 – podlažní obytná budova (vyrobená z cross – lamelových dřevěných CLT panelů) v Londýně ve Velké Británii, jsou předchůdci 6 - podlažní hybridní dřevo - betonové administrativní budovy v Quebec City v Kanadě (2010) [2]. Jejich výstavba a užití kompozitních konstrukcí na bázi dřeva spřaženého s betonem (dřevo-betonu) přináší zlepšení vlastností dřevostaveb, jedná se především o:

- tuhost konstrukce,
- akustické vlastnosti (kvalita vnitřního prostředí) [3],
- odolnost proti požáru.

1.2 Cíl experimentu a parametry vzorku

Cílem experimentu bylo ověření akustických vlastností námi navrhované dřevo - betonové stropní konstrukce včetně podlahového souvrství. Celkem proběhly 3 fáze měření:

fáze 1: nosná konstrukce (dřevěný KVH nosník + ŽB deska),

fáze 2: nosná konstrukce + podlahové souvrství bez nášlapné vrstvy,

fáze 3: kompletní skladba podlahy viz Obr. 1.

V každé fázi proběhlo laboratorní měření vzduchové neprůzvučnosti a kročejového zvuku.

Podmínky zkoušky - parametry zkušebny:

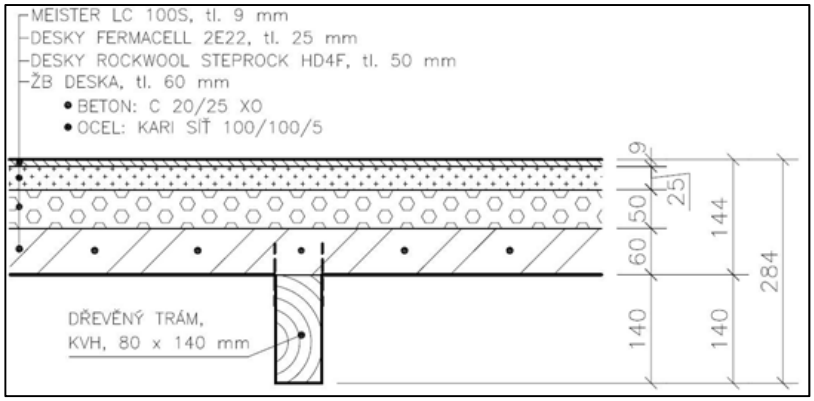
zkušební plocha A = 10 m^2; objem místnosti zdroje V_{mz} = 90 m^3; objem místnosti příjmu V_{mp} = 75 m^3; teplota vzduchu t = 22°C; relativní vlhkost φ_i = 68 %; atmosférický tlak p = 992 hPa.

Popis konstrukce:

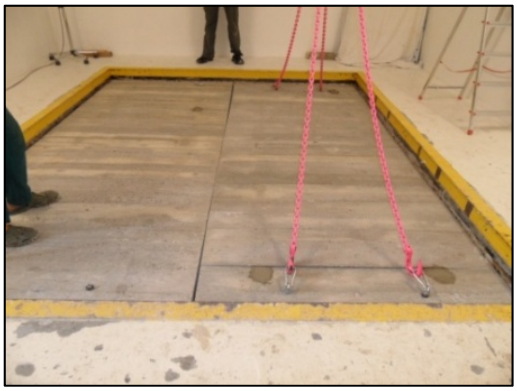
nosná konstrukce byla složena ze dvou prefabrikovaných dřevo – betonových panelů velikosti 1,5 x 3,6 m. Hmotnost každého panelu byla cca 850 kg. Panely byly po betonáži 30 dnů uloženy v bednění v exteriéru (07/2012) pro dosažení optimální pevnosti. Před experimentem byly prvky stabilizovány tři dny ve vnitřním prostředí zkušebny. Vzorek stropu měl přirozenou vlhkost, proto nebyly ovlivněny výsledky měření [4].

Kompletní skladba podlahy:

- tenkovrstvá podlaha MEISTER LC 100S – tl. 9 mm, plošná hmotnost m' = 8,8 kg / m^2
- sádro - vláknité desky FERMACELL 2E22 – tl. 25 mm, plošná hmotnost m' = 30 kg / m^2
- čedičové desky ROCKWOOL STEPROCK HD 4F – tl. 50 mm, plošná hmotnost m' = 7 kg / m^2
- ŽB deska tl. 60 mm (ocel - kari síť 100/100/5, beton - C 20/25 XO), plošná hmotnost m' = 150 kg / m^2
- Dřevěný KVH nosník průřezu 100 / 140 mm v délce 3,6 m.



Obr. 1: Kompletní skladba podlahy měřeného vzorku stropu



Obr. 2: Pohled na panely (NK) z hora

Obr. 3: Pohled na panely (NK) ze spodu

1.3 Zkušební postup

1.3.1 Vzduchová neprůzvučnost

Měření je prováděno ve zvukových komorách. Konstrukce komor odpovídá normě ČSN EN ISO 10140-5. Zkoušený vzorek je zabudován mezi místností zdroje zvuku a příjmu zvuku. V komoře se zdrojem zvuku se vybudí ustálený zvuk se spojitým spektrem v pásmu od 100 do 5000 Hz. Měří se střední hladiny akustického tlaku (v dB) v obou komorách. Neprůzvučnost R je určena vztahem:

$$R = L_1 - L_2 + 10 \log \frac{S}{A} \text{ (dB)} \quad (1)$$

kde:

L_1 - střední hladina akustického tlaku v místnosti zdroje,

L_2 - střední hladina akustického tlaku v místnosti příjmu,

S - plocha zkoušeného vzorku v m^2,

A - ekvivalentní pohltivá plocha v místnosti příjmu v m^2.

Velikost ekvivalentní pohltivé plochy se stanoví z doby dozvuku měřené v souladu s ČSN ISO 3382-2 za použití Sabinova vzorce:

$$A = \frac{0{,}16\,V}{T} \quad (2)$$

kde:

V - objem místnosti příjmu (m^3),

T - doba dozvuku v místnosti příjmu (v sekundách).

Z hodnot neprůzvučnosti R v třetino - oktávových pásmech 100 až 3150 Hz se pomocí směrné křivky posunem podle ČSN EN ISO 717-1 stanoví jednočíselná veličina R_w a faktory přizpůsobení spektru C, C_{tr}.

1.3.2 Kročejový zvuk

Na zkoumanou stropní konstrukci je umístěn normalizovaný zdroj kročejového hluku. Měřeny jsou střední hladiny akustického tlaku v místnosti příjmu v jednotlivých třetino - oktávových pásmech od 100 do 5000 Hz. Normovaná hladina akustického tlaku kročejového zvuku L_n se určí podle vztahu:

$$L_n = L_i + 10 \log \frac{A}{A_0} \text{ (dB)} \quad (3)$$

kde:

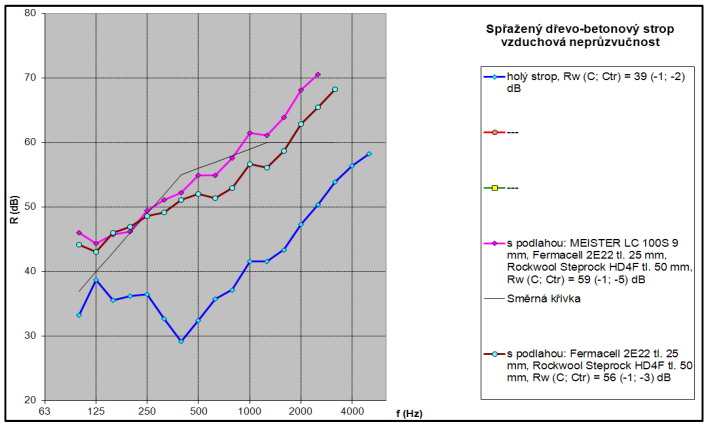
L_i - střední hladina akustického tlaku v místnosti příjmu,

A - ekvivalentní pohltivá plocha v místnosti příjmu v m^2,

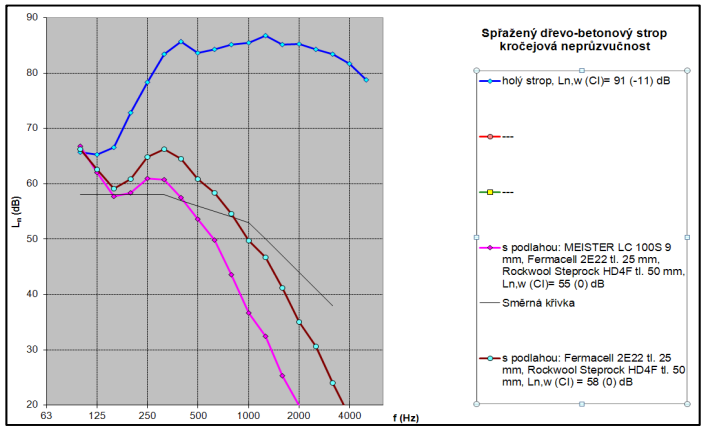
A_0 - referenční hodnota, $A_0 = 10$ m^2.

Z hodnot L_n v třetino - oktávových pásmech 100 až 3150 Hz se pomocí křivky postupem podle ČSN EN ISO 717-2 stanoví jednočíselná veličina, vážená normovaná hladina kročejového zvuku L_{nw} a faktor přizpůsobení spektru C_I

2 VÝSTUPY Z MĚŘENÍ



Graf 1: Průběh hodnot vzduchové neprůzvučnosti (R_w)



Graf 2: Průběh hodnot hladiny kročejového zvuku (L_{nw})

Tab. 1: Výsledné hodnoty akustických měření v jednotlivých fázích

Fáze měření	Tloušťka konstrukce (bez nosníku) [mm]	Vzduchová neprůzvučnost R_w [dB]	Hladina kročejového zvuku L_{nw} [dB]
fáze 1	60	39	91
fáze 2	135	56	58
fáze 3	144	59	55

3 ZÁVĚR

3.1 Vyhodnocení experimentu

Na základě experimentálních výsledků, získaných laboratorním měřením v certifikované zkušebně CSI Zlín bylo na zkoumané konstrukci zjištěno:

- Nosná konstrukce (fáze měření 1) vykazuje tyto izolační vlastnosti: vzduchová neprůzvučnost R_w = 39 dB, kročejový zvuk L_{nw} = 91 dB. Konstrukce samotná bez dalších vrstev je pro bytovou, popř. administrativní výstavbu z akustického hlediska nevhodná.
- Kompletní skladba podlahy (fáze měření 3) vykazuje velmi dobré izolační vlastnosti a to i v poměrně malé tloušťce (144 mm), vzduchová neprůzvučnost R_w = 59 dB, kročejový zvuk L_{nw} = 55 dB. Z akustického hlediska lze konstrukci doporučit pro bytovou výstavbu.
- Akustická měření konstrukce bez nášlapné vrstvy (fáze měření 2) poskytla zjištění, že 9 mm tlustá plovoucí podlaha (opatřena vrstvou kročejové izolace) zvýší izolační schopnosti (vzduchovou neprůzvučnost a kročejový zvuk) konstrukce o 3 dB.

Z celé série měření je zřejmé, jak jednotlivé vrstvy (navrhnuté skladby podlahy) ovlivňují akustické vlastnosti stropu. Díky těmto měřením bylo postupně zjištěno chování při akustickém zatížení navrhované konstrukce stropu při přidávání jednotlivých vrstev. Naměřené hodnoty jsou vstupním podkladem pro navrhování skladeb s použitými materiály. Dále je možné je využít jako podklad pro matematický model predikce akustických vlastností stropní konstrukce. Zároveň je třeba mít na paměti, že laboratorní měření jsou prováděna za téměř dokonalých podmínek a získané hodnoty nezahrnují korekci pro boční cesty šíření zvuku, které v praxi nelze prakticky zcela odstranit.

5.2 Další možnosti výzkumu

5.2.1 modelování experimentu

V dalším kroku výzkumu by bylo vhodné aplikovat experimentální výstupy na vytvoření teoretických numerických předpovědních modelů založených např. na metodě konečných prvků (MKP) pro teoretické navrhování podobných konstrukcí. [5]

5.2.2 experimentální možnosti vylepšení akustických vlastností

Technicky vhodné je doplnit skladbu stropní konstrukce další vrstvou (podhledem) a tím relativně snadno docílit ještě většího vylepšení akustických (v tomto případě i protipožárních) vlastností zkoumané konstrukce. Jednou z vhodných variant výběru typu materiálů se nabízí rákosové panely. Jejich dobrá zvuková pohltivost, dobré zvukově izolační vlastnosti a kladné hodnocení z pohledu udržitelnosti staveb nabízí další výrazné zlepšení nejen akustických vlastností stropu. [6]

PODĚKOVÁNÍ

Práce byla podpořena z prostředků koncepčního rozvoje vědy, výzkumu a inovací pro rok 2012 přidělených VŠB-TU Ostrava Ministerstvem školství, mládeže a tělovýchovy České republiky.

Příspěvek byl realizován za přispění Ministerstva školství, mládeže a tělovýchovy ČR, projekt CZ.1.07/2.3.00 /20.0013, Tvorba a internacionalizace špičkových vědeckých týmů a zvyšování jejich excelence na Fakultě stavební VŠB-TUO.

Na experimentu se podílely a finančně i věcně jej podpořili firmy Taš Stappa beton spol. s.r.o. Zlín, CIUR, a.s. Brandýs nad Labem, Rockwool, a.s. Bohumín, Podlahy Meister, s.r.o. Hovorčovice, Fermacell GmbH, Praha.

Zaměstnanci zkušebny CSI Zlín Miroslavu Figallovi za operativní provedení přípravy a neúnavné testování rozličných variant vzorků v komorách bez ohledu na pracovní dobu.

LITERATURA

[1] VONKA, Martin. *Metodika SBToolCZ*: *manuál hodnocení bytových staveb ve fázi návrhu*. 1. vyd. Praha: Katedra konstrukcí pozemních staveb - Expertní centrum SUBSTANCE, Fakulta stavební ČVUT v Praze, 2011, 167 s. ISBN 978-80-01-04664-7.

[2] GAGNON, S a S RIVEST. A case study of a 6-storey hybrid wood-concrete office building in Québec, Canada. In: CRUZ, Editor Paulo J. S. *Structures and architecture*: *proceedings of the 1st International Conference on Structures and Architecture, ICSA 2010, Guimarães, Portugal, 21-23 July 2010*. 2010. vyd. Boca Raton, Fla: CRC, 2010, s. 390-397. ISBN 978-041549249-2.

[3] HUANG, Li, Yingxin ZHU, Qin OUYANG a Bin CAO. A study on the effects of thermal, luminous, and acoustic environments on indoor environmental comfort in offices. *Building and Environment* [online]. 2012, roč. 49, s. 304-309 [cit. 2012-09-25]. ISSN 03601323. DOI: 10.1016/j.buildenv.2011.07.022.

[4] PAVLÍK, Z., FIALA, L., ČERNÝ, R. Analysis of dielectric mixing models for the moisture assessment of porous building materials. *Pollack Periodica* [online]. 2009-8-1, roč. 4, č. 2, s. 79-88 [cit. 2012-09-25]. ISSN 1788-1994. DOI: 10.1556/Pollack.4.2009.2.8.

[5] FOJTŮ, D. et al. Study of acoustic properties of building materials. In: *CHISA 2006*: *17th international congress of chemical and process engineering : 27-31 August 2006, Praha, Czech Republic*. 1st ed. Praha: Process Engineering Publisher, 2006. ISBN 80-860-5945-6.

[6] DÍAZ, C., JIMÉNEZ, M., et al. Propiedades acústicas de los paneles de carrizo. *Materiales de Construcción* [online]. 2012-03-30, roč. 62, č. 305, s. 55-66 [cit. 2012-09-25]. ISSN 1988-3226. DOI: 10.3989/mc.2010.60510.

Oponentní posudek vypracoval:

Prof. Ing. Jozef Štefko, CSc., Katedra nábytku a drevárskych výrobkov, Drevárská fakulta, TU vo Zvolene.

Doc. Ing. Jan Kaňka, Ph.D., Katedra konstrukcí pozemních staveb, Fakulta stavební, ČVUT v Praze.

Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské - Technické univerzity Ostrava
číslo 2, rok 2012, ročník XII, řada stavební
článek č. 23

Petr WALDSTEIN[1], Jiří TESLÍK[2], Jiří LABUDEK[3]

TEPELNĚ TECHNICKÉ POSOUZENÍ VYBRANÝCH PARAMETRŮ OBVODOVÝCH PLÁŠŤŮ Z EKOPANELŮ

THERMAL TECHNICAL ASSESSMENT OF SELECTED OF CLADDING FROM ECOPANELS

Abstrakt

Článek je zaměřen na tepelně technické posouzení konstrukčních detailů skladeb obvodových konstrukcí z Ekopanelů, tj. panelů z lisované slámy, z hlediska zkondenzované vodní páry. Podmínkou dlouhodobé životnosti a bezporuchovosti staveb ze slámy je zajištění nízké vlhkosti slaměných konstrukcí [6]. Návrhem stavby a pečlivým tepelně technickým posouzením skladeb všech obvodových konstrukcí je nutno vyloučit nebezpečí nadměrné kondenzace vodní páry uvnitř konstrukce. Špatně navržená skladba může zapříčinit kondenzaci vlhkosti uvnitř konstrukce. V důsledku působení nadměrné vlhkosti pak obvykle velmi rychle dochází k hnilobě a degradaci slaměných prvků.

Klíčová slova

Ekopanel, lisovaná sláma, kondenzace, vlhkost.

Abstract

This paper is target on the technical assessment of the thermal structural details of the tracks from ecopanels shell structures, panels of pressed straw. Maintaining low moisture levels is critical to the long-term resistance of straw to biological decomposition [6]. Building design and careful technical assessment of thermal songs of all perimeter structures it is necessary to eliminate the risk of condensation of water vapor inside the structure. Poorly designed structure can cause excessive condensation and usually very quickly leads to rot and degradation of straw elements.

Keywords

Ecopanels pressed straw, condensation, moistness.

1 ÚVOD

Ekopanely jsou univerzální a moderní plošné konstrukční prvky z lisované slámy. Ekopanel je vyroben z přírodních a recyklovatelných materiálů, proto je klasifikován jako ekologický výrobek. Ekopanel je vyroben z balíků obilné slámy, které jsou opět rozdruženy do volné slámy. Ta je poté bez pojiva lisována na výstředníkovém lisu do výsledného profilu jádra. Následně se jádro panelu polepuje recyklovanou lepenkou. Ve stavebnictví je možno Ekopanely využít pro konstrukce vnějších i vnitřních nosných stěn, podlah, podhledů, střech a příček.

[1] Ing. Petr Waldstein, Katedra pozemního stavitelství, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava-Poruba, tel.: (+420) 597 321 926, e-mail: petr.waldstein@vsb.cz.

[2] Ing. Jiří Teslík, Katedra pozemního stavitelství, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava-Poruba, tel.: (+420) 597 321 917, e-mail: jiri.teslik@vsb.cz.

[3] Ing. Jiří Labudek, Katedra prostředí staveb a TZB, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava-poruba, tel.: (+420) 597 321 345, e-mail: jiri.labudek@vsb.cz.

Fyzikální veličinou, která zásadně ovlivňuje možnost kondenzace vodních par v obvodových konstrukcích je faktor difuzního odporu μ a ekvivalentní difuzní tloušťka S_d. Ekopanel má tyto hodnoty relativně vysoké, viz Tab. 1, oproti obvykle používaným přírodním tepelným izolacím. U obvodových plášťů obecně platí podmínka, že difuzní odpor konstrukce by se měl od interiéru k exteriéru zmenšovat [7]. V typické skladbě obvodové stěny Obr. 1 není tato podmínka splněna, viz Obr. 2.

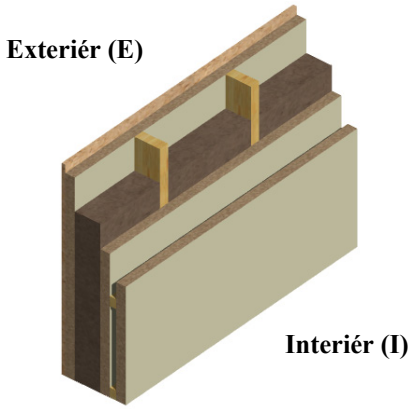
Tab. 1: Vybrané mechanicko-fyzikální vlastnosti Ekopanelu, dle údajů výrobce[4]

Veličina	Hodnota
Rozměry ekopanelu (š, tl, d) [mm]	1200(800) x 58 x 1200-3200
Objemová hmotnost ρ [kg/m^3]	379
Součinitel tepelné vodivosti λ [W/(m.K)]	0,102
Tepelná kapacita C [J/(kg.K)]	2400
Faktor difuzního odporu μ [-]	13,1
Ekvivalentní difuzní tloušťka S_d [m]	0,781
Požární odolnost	kategorie E

2 TEPELNĚ TECHNICKÉ POSOUZENÍ SKLADBY OBVODOVÉ STĚNY

2.1 Konstrukční řešení obvodové stěny

Veřejně se uvádí několik typických detailů skladeb obvodové nosné stěny. Jedná se například o konstrukční systém skeletové dřevostavby. Nosnou konstrukci obvodových stěn tvoří dřevěný fošnový sloupek. Opláštění rámu Ekopanely je navrženo ze strany interiéru i exteriéru. Tepelná izolace mezi sloupky rámu je doporučena vláknitá z konopného pazdeří CANABEST. Z vnější strany je skladba doplněna o desku HOFATEX[5] tl. 22 mm. Skladba je dokumentována na Obr. 1.



Skladba nosné stěny od interiéru:

- Povrchová úprava – hliněná omítka
- Ekopanel, tl. 60 mm
- Instalační prostor, tl. 50 mm
- Ekopanel, tl. 60 mm
- Nosné sloupky + Canabest, tl.160 mm
- Ekopanel, tl. 60 mm
- Hofatex, tl. 22 mm
- Povrchová úprava – tenkovrstvá omítka

Obr. 1: Schéma typické skladby nosné obvodové stěny

[4] Dle údajů výrobce http://www.ekopanely.cz/certifikaty.html

[5] Dřevovláknitá deska, výrobce Smrečina Hofatex, a.s., www.hofatex.eu

2.2 Tepelně technické posouzení typické skladby obvodové stěny

Při tepelně technickém posouzení vybrané skladby obvodové nosné stěny znázorněné na Obr. 1 bylo ověřeno, zda navržená skladba vyhovuje požadavkům normy ČSN 73 0540-2. Zejména pak, zdali vyhoví požadavku na kondenzaci vodní páry uvnitř konstrukce. Množství zkondenzované vodní páry musí splňovat tyto podmínky:

$$M_c < M_{cv} \tag{1}$$

kde:

M_c **[kg/(m^2.rok)]** - množství zkondenzované vodní páry uvnitř konstrukce,

M_{cv} **[kg/(m^2.rok)]** - množství vypařitelné vodní páry uvnitř konstrukce.

Množství kondenzátu je dáno:

$$M_c < M_{c,N} \tag{2}$$

kde:

$M_{c,N}$ **= 0,10 kg/(m^2.rok)** nebo 3 % plošné hmotnosti materiálu, ve kterém dochází ke kondenzaci vodní páry, je-li jeho objemová hmotnost vyšší než 100 kg/m^3 pro materiál s objemovou hmotností $\rho \leq 100$ kg/m^3 se použije 6 % jeho plošné hmotnosti,

$M_c \leq M_{c,N}$ **= 0,50 kg/(m^2.rok)** nebo 5 % plošné hmotnosti materiálu, ve kterém dochází ke kondenzaci vodní páry, je-li jeho objemová hmotnost vyšší než 100 kg/m^3, pro materiál s objemovou hmotností $\rho \leq 100$ kg/m^3 se použije 10 % jeho plošné hmotnosti,

V konstrukcích, u kterých by zkondenzovaná vodní pára uvnitř konstrukce mohla ohrozit její požadovanou funkci je kondenzace vodní páry uvnitř konstrukce nepřípustná. Tedy:

$$M_c = 0 \tag{3}$$

Posouzení skladby obvodové nosné stěny bylo provedeno v programu TEPLO 2010 [1]. Okrajové podmínky výpočtu byly zvoleny standardní dle ČSN 73 0540 – 2 [1] pro obytné místnosti. Relativní vlhkost v interiéru $\varphi_i = 55$ %, teplota v interiéru $\theta_i = 21$ °C. Návrhová venkovní teplota $\theta_e = -15$ °C.

2.3 Zhodnocení tepelně technického posouzení

Tepelně technické posouzení skladby obvodové stěny je znázorněno na Obr. 2. Je zřejmé, že posouzení teplotního faktoru f_{RSi} a součinitele prostupu tepla U dle předpokladu vyhovělo normovým požadavkům dle ČSN 73 0540-2. Nevyhovělo však posouzení šíření vlhkosti konstrukcí. V obvodové stěně dochází během modelového roku v tepelné izolaci Canabest ke kondenzaci vodních par. Roční množství zkondenzované vodní páry je $M_{c,a} = 0{,}1425$ kg/(m^2.rok). Toto množství je menší než množství odpařitelné vodní páry, je teda splněna podmínka (1). Není však splněna podmínka (2), kde je limit kondenzátu 0,1 kg/(m^2.rok). Splnění podmínky (3), že nesmí docházet ke kondenzaci, pokud by funkce konstrukce mohla být vodní párou ohrožena, je nechána na úsudku projektanta. Ekopanel není z výroby chráněn proti vlhkosti žádnou impregnační vrstvou, proto zvýšená vlhkost může způsobit jeho postupnou degradaci. Vlhkost slaměných konstrukcí by se v průběhu jejich životnosti neměla pohybovat nad 15 % [4]. Bylo prokázáno, že zkondenzovaná vodní pára ve slámě může přes difúzně otevřený vnější plášť rychle vysychat [6]. Výzkum byl však prováděn na stěně ze slaměných balíků s hliněnými omítkami. Měření vlhkosti skladby obvodové stěny s obkladem Ekopanely nebylo zatím provedeno. Proto nelze přesně říci, jak velké množství kondenzátu je v typické skladbě obvodové stěny ještě přípustné. Lze ale konstatovat, že množství $M_{c,a} = 0{,}2666$ kg/(m^2.rok) je příliš vysoké a skladbu je nutno upravit. Příčinou vzniku nadměrného množství kondenzátu je vnější obklad stěny Ekopanelem. Ten difúzně uzavře vodní páru, která následně zkondenzuje v tepelné izolaci Canabest, viz Obr. 3, Obr. 4.

ZÁKLADNÍ KOMPLEXNÍ TEPELNĚ TECHNICKÉ POSOUZENÍ STAVEBNÍ KONSTRUKCE

podle ČSN EN ISO 13788, ČSN EN ISO 6946, ČSN 730540 a STN 730540

Název konstrukce: Obvodová stěna – typická skladba

Rekapitulace vstupních dat

Návrhová vnitřní teplota Ti:	20,0 C
Návrhová venkovní teplota Tae:	-15,0 C
Teplota na vnější straně Te:	-15,0 C
Návrhová teplota vnitřního vzduchu Tai:	21,0 C
Relativní vlhkost v interiéru RHi:	50,0 % (+5,0%)

Skladba konstrukce

Číslo	Název vrstvy	d [m]	Lambda [W/mK]	Mi [-]
1	Ekopanel	0,058	0,102	13,1
2	Uzavřená vzduch. dutina tl. 50	0,050	0,294	0,2
3	Ekopanel	0,058	0,102	13,1
4	Canabest	0,160	0,050	1,9
5	Ekopanel	0,058	0,102	13,1
6	Dřevovláknité desky lisované 1	0,022	0,075	5,0

I. Požadavek na teplotní faktor (čl. 5.1 v ČSN 730540-2)

Požadavek: f,Rsi,N = f,Rsi,cr + DeltaF =	0,793+0,030 = 0,823
Vypočtená průměrná hodnota: f,Rsi,m =	0,956

II. Požadavek na součinitel prostupu tepla (čl. 5.2 v ČSN 730540-2)

Požadavek: U,N =	0,30 W/m2K
Vypočtená hodnota: U =	0,18 W/m2K

U < U,N ... POŽADAVEK JE SPLNĚN.

III. Požadavky na šíření vlhkosti konstrukcí (čl. 6.1 a 6.2 v ČSN 730540-2)

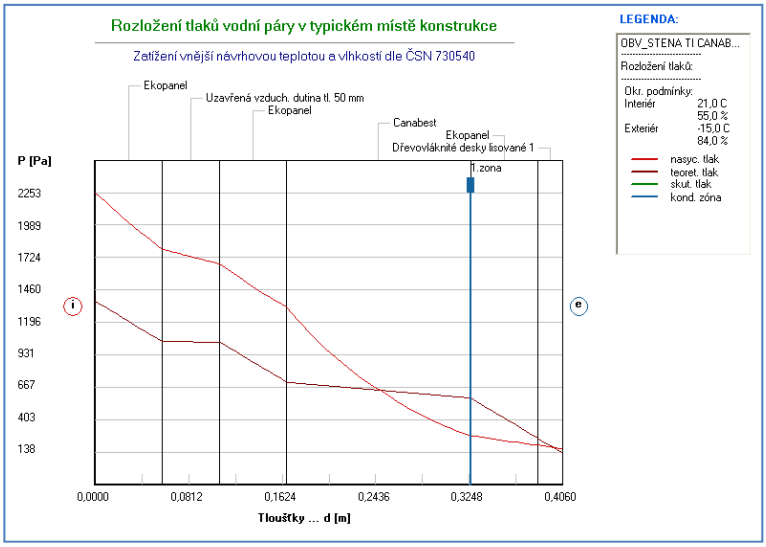
Požadavky:
1. Kondenzace vodní páry nesmí ohrozit funkci konstrukce.
2. Roční množství kondenzátu musí být nižší než roční kapacita odparu.
3. Roční množství kondenzátu Mc,a musí být nižší než 0,1 kg/m2.rok, nebo 3% plošné hmotnosti materiálu (nižší z hodnot).

Limit pro max. množství kondenzátu odvozený z min. plošné hmotnosti materiálu v kondenzační zóně činí: 0,226 kg/m2,rok (materiál: Canabest).
Dále bude použit limit pro max. množství kondenzátu: 0,100 kg/m2,rok

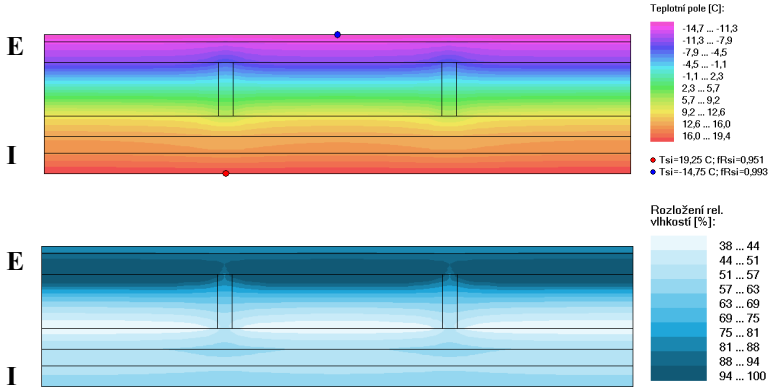
Vypočtené hodnoty:
V kci dochází při venkovní návrhové teplotě ke kondenzaci.
Roční množství zkondenzované vodní páry Mc,a = 0,1425 kg/m2,rok
Roční množství odpařitelné vodní páry Mev,a = 3,2978kg/m2,rok

Vyhodnocení 1. požadavku musí provést projektant.
Mc,a < Mev,a ... 2. POŽADAVEK JE SPLNĚN.
Mc,a > Mc,N ... 3. POŽADAVEK NENÍ SPLNĚN.

Obr. 2: Tepelně technické posouzení typické skladby, výstup z programu TEPLO 2010 [1]



Obr. 3: Rozložení parciálních tlaků ve skladbě obvodové stěny, výstup z programu TEPLO 2010 [1]



Obr. 4: Dvourozměrné pole rozložení teplot a relativní vlhkosti v typickém detailu nosné stěny, viz Obr. 1. Výstup z programu AREA 2010 [1]

3. TEPELNĚ TECHNICKÉ POSOUZENÍ UPRAVENÝCH SKLADEB

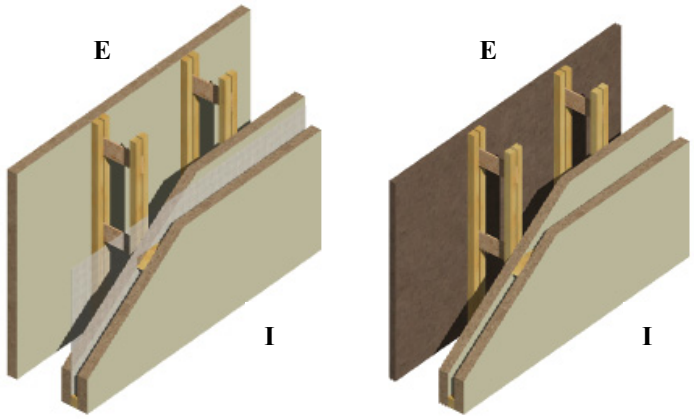
Tato část příspěvku se zaměřuje na hledání optimálních materiálových variant skladby obvodové nosné stěny, tak aby skladba vyhověla všem tepelně technickým požadavkům. Velký důraz je kladen na zachování celkové koncepce staveb z Ekopanelů, tedy na snahu co nejvíce využívat přírodní a ekologické materiály. Z tepelně technického posouzení typické skladby obvodové stěny, viz Obr. 2 jsou zřejmé tři způsoby, jak lze skladbu upravit, aby vyhověla požadavkům na kondenzaci vodní páry. První možností je zvýšit difuzní odpor interiérové strany stěny, například vložením parobrzdy. Použít lze také recyklované TetraPackové materiály - Flexibuild. Druhou možností je vyrovnání difuzního odporu v celém profilu stěny. Toho lze docílit použitím tepelné izolace s podobným difúzním odporem, jaký má Ekopanel. Na trhu však v současné době není příliš přírodních tepelných izolantů, které by tuto podmínku splnily. Tepelný izolant s vysokým difuzním odporem je např. EPS polystyren. Desky z EPS však nejsou vhodné pro použití jako výplňová tepelná izolace v dřevěných rámových konstrukcích. Třetí možností je snížení difuzního odporu exteriérové strany stěny. Toho však lze docílit pouze změnou konstrukčního uspořádání jednotlivých vrstev nebo změnou materiálu vnější vrstvy opláštění (Ekopanelu). Upravené skladby by měly eliminovat i další nevýhodu typické skladby obvodové stěny. Tou je malá tloušťka tepelné izolace, kterou je do skladby možno vložit. Tepelná izolace se vkládá mezi sloupky nosného dřevěného skeletu a její tloušťka je tedy dána šířkou nosného sloupku. Obvykle se sloupky navrhují v šířce 160 – 180 mm. Součinitel prostupu tepla U takto zateplené skladby stěny sice plní požadavky normy ČSN 73 0540-2, nicméně například pro výstavbu pasivních domů je hodnota U příliš vysoká. Vhodným řešením pro dosažení nízké hodnoty součinitele prostupu tepla a zároveň difúzně otevřeného obvodového pláště je využití nosné konstrukce z dřevěných I nosníků (STEICO či víceúčelový nosný prvek pro stavby s foukanou izolací [5]). Tepelnou izolaci z konopného pazdeří lze nahradit foukanou celulózou v tloušťce min. 250 mm. K zateplení stěn lze využít i malé slaměné balíky vložené mezi svislé nosné prvky. Slaměné balíky jsou levné a mají dobré tepelně izolační vlastnosti [8]. Pro posouzení skladeb s výplňovými izolacemi byl použit nově vyvíjený nosný prvek [5]. Jeho výhodou je snížení objemu použitého stavebního řeziva, minimalizace tepelných mostů v obálce budovy a výrazné zefektivnění aplikace foukaných tepelných izolací. Z vnější strany bude opláštění stěny zajištěno difúzně propustnou dřevovláknitou deskou či Ekopanelem doplněným parozábranou na interiérové straně. V Tab. 2 jsou posouzeny jednotlivé upravené varianty skladby obvodové stěny. Tepelně technické posouzení bylo provedeno v programu TEPLO 2010 [1]. Hlavním kritériem posouzení bylo množství zkondenzované vodní páry. V tabulce je vypsáno i zhodnocení vhodnosti variant z technologického hlediska a výhodnosti použití v praxi.

Tab. 2: Posouzení kondenzace vodní páry upravených skladeb obvodové stěny

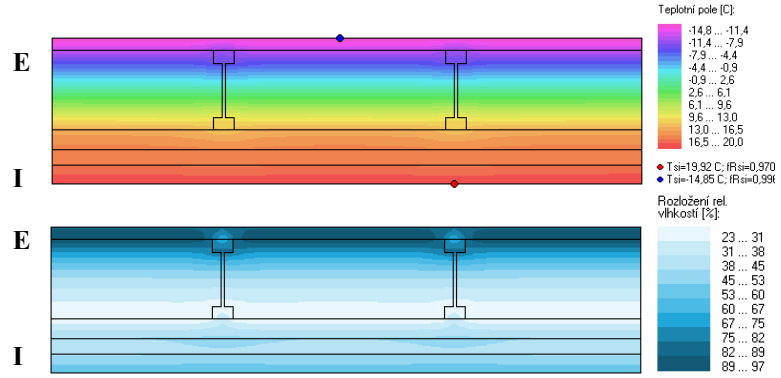
Úprava ve skladbě a technické zhodnocení vhodnost úpravy	$M_c < M_{c,N}$ [kg/(m^2.rok)]	**Upravené skladby obvodové stěny**
Vzduchotěsná vrstva v interiéru tvořena OSB deskou tl. 24 mm. Pro zajištění vzduchotěsnosti musí být provdeno bezporuchové těsnění spojů OSB desek a všech prostupů stěnou.	M_c = 0,0559 $M_{c,N}$ = 0,100 vyhovuje	**Název vrstvy** **d [m]** **μ [-]** Ekopanel 0,058 13,1 Uzavřená vzduch. dutina 0,050 0,2 OSB desky 0,024 50,0 Canabest 0,160 1,9 Ekopanel 0,058 13,1 Dřevovláknité desky 0,022 5,0
Tepelná izolace CANABEST nahrazena polystyrenem EPS 100S. Ten je výhodný z hlediska vysokého difuzního odporu, nicméně z ekologického i technického hlediska není do podobné konstrukce vhodný.	M_c = 0,024 $M_{c,N}$ = 0,100 vyhovuje	**Název vrstvy** **d [m]** **μ [-]** Ekopanel 0,058 13,1 Uzavřená vzduch. dutina 0,050 0,2 Ekopanel 0,058 13,1 Rigips EPS 100 S 0,160 30,0 Ekopanel 0,058 13,1 Dřevovláknité desky 0,022 5,0
Vložena parozábrana do vnitřního pláště stěny. Funkční a obvyklé řešení. Konstrukce stěny umožní jednoduchou montáž parozábrany v místech, kde by neměla být mechanicky porušena (v posouzení nebyla započtena perforace parozábrany).	M_c = 0,000 $M_{c,N}$ = 0,100 vyhovuje	**Název vrstvy** **d** [m] **μ** [-] Ekopanel 0,058 13,1 Uzavřená vzduch. dutina 0,050 0,2 Jutafol N 140 Special 0,0003 148275,0 Ekopanel 0,058 13,1 Canabest 0,160 1,9 Ekopanel 0,058 13,1 Dřevovláknité desky 0,022 5,0
Skladba stěny s I dřevěným nosníkem [5], foukanou tepelnou izolací, vnějším obkladem z dřevovláknité desky (Obr. 5). Ideální volba pro dosažení parametrů pasivní výstavby. Cenově výhodné a jednoduché ekologické řešení.	M_c = 0,0234 $M_{c,N}$ = 0,100 vyhovuje	**Název vrstvy** **d [m]** **μ [-]** Ekopanel 0,058 13,1 Uzavřená vzduch. dutina 0,050 0,2 Ekopanel 0,058 13,1 Climatizer Plus 1 0,350 1,1 Hofatex SysTem IA 0,040 5,0
Skladba stěny s I dřevěným nosníkem [5], foukanou tepelnou izolací, parozábranou a vnějším obkladem z Ekopanelu (Obr. 5). Vhodné řešení pro pasivní výstavbu. Důležité z hlediska funkčnosti je kvalitní provedení parozábrany.	M_c = 0,000[6] (M_c = 0,025[7]) $M_{c,N}$ = 0,100 vyhovuje	**Název vrstvy** **d [m]** **μ [-]** Ekopanel 0,058 13,1 Uzavřená vzduch. dutina 0,050 0,2 Jutafol N 140 Special 0,0003 148275,0 Ekopanel 0,058 13,1 Climatizer Plus 1 0,350 1,1 Ekopanel 0,058 13,1
Skladba stěny s I dřevěným nosníkem [5], foukanou tepelnou izolací (celulozosláma) a vnějším obkladem s dřevovlákna (Obr. 5). Výhodné ekologické řešení s tepelnou izolací kombinující slámu a celulózu (λ = 0,036 W/(m.K)). Navržená skladba vyhovuje požadavkům pasivní výstavby (U = 0,09 W/(m^2.K)).	M_c = 0,0241 $M_{c,N}$ = 0,100 vyhovuje	**Název vrstvy** **d [m]** **μ [-]** Ekopanel 0,058 13,1 Uzavřená vzduch. dutina 0,050 0,2 Ekopanel 0,058 13,1 Climatizer + sláma 0,350 1,1 Hofatex SysTem IA 0,040 5,0

[6] Množství kondenzátu M_c bez započtení perforace parozábrany.

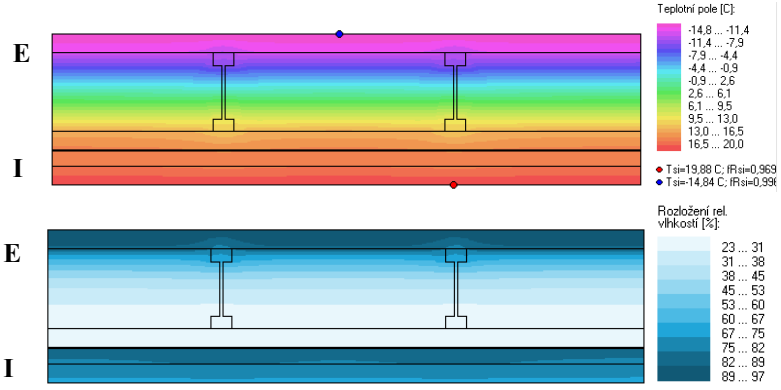
[7] Množství kondenzátu M_c se započtením perforace parozábrany.



Obr. 5 : Schéma dvou variant skladby obvodové stěny s dřevěným I nosníkem [5] a foukanou tepelnou izolací Climatizer (celulozosláma). Na obrázku vlevo varianta s parozábranou a vnějším obkladem z Ekopanelu. Vpravo varianta bez parozábrany a vnějším obkladem z dřevovláknité desky.



Obr. 6: Dvourozměrné pole rozložení teplot a relativní vlhkosti výseku obvodové stěny s dřevěným nosníkem [5] a vnějším obkladem z dřevovláknité desky (Obr. 5). Výstup z programu AREA 2010 [1].



Obr. 7: Dvourozměrné pole rozložení teplot a relativní vlhkosti výseku obvodové stěny s dřevěným nosníkem [5], vnějším obkladem z Ekopanelu a parozábranou (Obr. 5). Výstup z programu AREA 2010 [1].

3 ZÁVĚR

Využití přírodních stavebních materiálů ve stavebnictví nabývá na významu a zvyšuje se i poptávka po ekologickém stavitelství. Přírodní stavební materiály mohou být plnohodnotnou alternativou k průmyslově vyráběným stavebním materiálům. Jejich trvanlivost a odolnost proti působení vnějších vlivů však nemusí být s umělými materiály srovnatelná. Největším nebezpečím z hlediska dlouhodobé a bezporuchové funkci přírodních materiálů je působení vlhkosti. Abychom vyloučili nepříznivé působení vlhkosti na konstrukci, je bezpodmínečně nutné v rámci návrhu provést podrobné tepelně technické posouzení všech obalových konstrukcí a kritických detailů. Tuto podmínku je nutno dodržet zejména v konstrukcích využívajících prvky ze slámy.

Typická skladba obvodové stěny z EKOPANELŮ (Obr. 1) nevyhovuje z hlediska kondenzace vodní páry uvnitř konstrukce. Další nevýhodou typické skladby stěny z těchto panelů, je nedostatečná tepelná izolace v případě použití pro pasivní výstavbu. V Tab. 2 jsou uvedeny úpravy ve skladbách a jejich zhodnocení z hlediska kondenzace vodní páry a vhodnosti použití. Z hlediska vyloučení kondenzace vodní páry uvnitř konstrukce, zachování difuzně otevřené skladby a použitelnosti v pasivní výstavbě se jeví ideální skladba s prolamovaným dřevěným nosníkem (Obr. 5). Prolamovaný dřevěný nosník [5] tvoří v konstrukci stěny svislý nosný prvek s variabilní šířkou. To umožní vložit do konstrukce tepelnou izolaci v tloušťce od 250 – 450 mm. Takto zaizolovaná stěna vyhoví i nejpřísnějším požadavkům na součinitel prostupu tepla. Další výhodou skladby je variabilita výběru tepelných izolantů použitelných ve skladbě. Prolamovaný nosník byl primárně navržen pro foukané tepelné izolace (celulóza). Konstrukce je však vhodná i pro vláknité izolace zejména z přírodních vláken. Velmi moderním řešením je využití foukané izolace z celulózy s příměsí drcené slámy. Tímto komplexním řešením dostáváme ekologický obvodový plášť na bázi přírodních materiálů s minimální energetickou stopou z výrobního procesu.

LITERATURA

[1] SOLAŘ, J. *Tepelně technické posouzení vnitřních stěnových dutin v rámci návrhu sanace vlhkého zdiva.* Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské – Technické univerzity Ostrava. Číslo 1, rok 2012, ročník XII, řada stavební, článek č. 17. ISSN 1213 –1962.

[2] ORAVEC, P., HAMALA, M., ŘÍHA, R. *Problematika prokreslování hmoždinek na vnější povrch ETICS.* Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské – Technické univerzity Ostrava. Číslo 1, rok 2012, ročník XII, řada stavební, článek č. 15. ISSN 1213 –1962.

[3] KUPSA, T. *Tepelně technické posuzování dřevěných prvků v konstrukcích.* DEKTIME 2007. DEK a.s.. Číslo 4/2007. ISSN 1802-4009.

[4] MINKE, G., FRIEDEMANN, M., *Stavby ze slámy*. Hel. 2009/05. 144 stran. ISBN 3-936896- 1-1.

[5] LABUDEK, J., AGEL, P. *Víceúčelový dřevěný nosný prvek pro stavby zateplené foukanou izolací.* Užitný vzor zapsaný na Úřadu průmyslového vlastnictví pod číslem 22209, dne 16.05.2011.

[6] LAVRENCE, M., HEALTH, A., WALKER, P. Determining moisture levels in straw bale construction. *Construction and building materials*, vol. 23, issue 8, pp 2763 – 2768, Aug 2009, DOI 10.1016/j.conbuildmat.2009.03.011

[7] SOLAŘ, J. *Pozemní stavitelství IV*. E-learningové prvky pro podporu výuky odborných a technických předmětů. Číslo projektu: CZ.04.01.3/3.2.15.2/0326.

[8] ASHOUR, T., GEORG, H., WU, W. Performance of straw bale wall: A case of study, *Energy and Buildings*, Volume 43, Issue 8, August 2011, Pages 1960–1967. ISSN: 0378-7788, DOI: 10.1016/j.enbuild.2011.04.001.

Oponentní posudek vypracoval:

Ing. Róbert Rudišin, PhD., Katedra fyziky budov, Fakulta stavební, TU v Košiciach.

Doc. Ing. Pavol Ďurica, CSc., Katedra pozemného staviteľstva a urb., Stavebná fakulta, ŽU v Žiline.

Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské - Technické univerzity Ostrava
číslo 2, rok 2012, ročník XII, řada stavební
článek č. 24

Lucie_AUGUSTINKOVÁ[1], Aleš_KNÁPEK[2]

KAPLE P. MARIE (SV. FLORIÁNA) VE VELKÉ KRAŠI – KONSTRUKČNÍ A DISPOZIČNÍ ZVLÁŠTNOSTI DROBNÉ SAKRÁLNÍ ARCHITEKTURY

ST. MARY´S CHAPEL (ST. FLORIAN´S) IN VELKÁ KRAŠ – UNUSUALITIES IN CONSTRUCTION AND DISPOSITION OF A SMALL SACRAL ARCHITECTURE

Abstrakt

Kaple P. Marie (později uváděná s patrociniem sv. Foriána) ve Velké Kraši byla postavena na konci 18. století. Její zděné části vybudovali obyvatelé Kraše, kteří se výstavbě věnovali pouze příležitostně, krov je nejspíš dílem tesaře ze sousedství. Drobná sakrální stavba zlidovělého pojetí nese několik obtížně zařaditelných konstrukčních a dispozičních prvků[1], jimiž se liší od hlavního proudu obvyklé soudobé stavební produkce.

Klíčová slova

Kaple ve Velké Kraši, krov s nesouvisejícími stolicemi, sakristie oválného půdorysu, výpis materiálu z roku 1798.

Abstract

St. Mary´s chapel (later stated with St. Florian patrocinium) in Velká Kraš was built on the end of 18th century. The Brick parts were made by Kraš citizens, who was working occasionally. Roof frame is a work of neighbor carpenter. Small sacral building of folksy style contains some constructional a dispositional parts, difficult to classificate[1], which vary from the main stream of that times constructions.

Keywords

Chapel in Velká Kraš, Queen post roof truss, sacristy of elliptical ground plan, material statement from the year 1787.

1 ÚVOD

Velká Kraš je obec v bývalém okrese Jeseník navazující ze západní strany na město Vidnava. Jádro Velké Kraše je od centra Vidnavy vzdáleno asi 3,7 km. Dnešní katastrální území obce tvoří Velká Kraš, Malá Kraš a Hukovice, připojené v roce 1869.

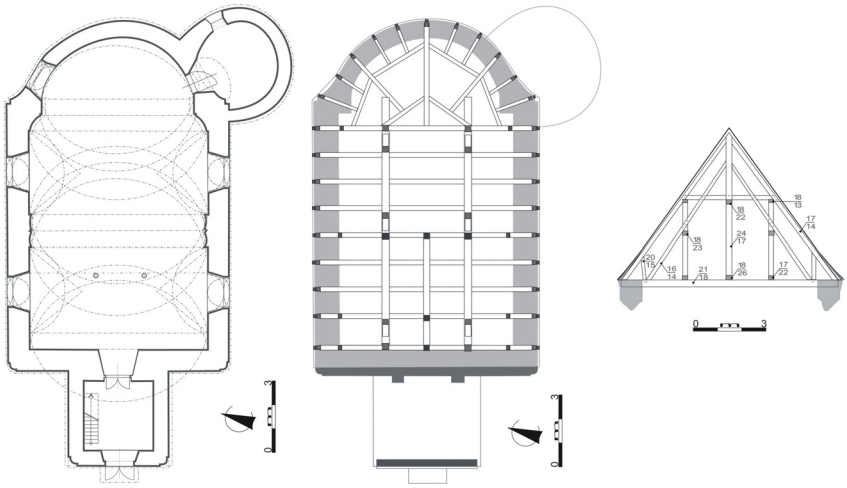
Na dnešním území Velké Kraše stojí dnes několik kaplí budovaných vlastními kapacitami a hlavně z vlastních prostředků obcí, nebo ze soukromých nadací (ta největší z nich v Hukovicích). Velká Kraš totiž není od farního kostela ve Vidnavě vzdálena více než hodinu pěší chůze, a tak obci nepomohly k vlastnímu kostelu ani josefinské reformy ve 2. polovině 18. století, při nichž byla doplňována síť far.

[1] Mgr. Lucie Augustinková., Katedra architektury, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, L. Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava-Poruba, tel.: (+420) 597 321 364, e-mail: Lucie.Augustinkova@vsb.cz.

[2] Mgr. Aleš Knápek, Muzeum Vysočiny Havlíčkův Brod, Havlíčkovo náměstí 19, 580 01 Havlíčkův Brod, tel.: (+420) 569 429 151, e-mail: knapek@muzeumhb.cz

Obr. 1: Kaple P. Marie na indikační skice k mapě stabilního katastru Velké Kraše, 1836. ZA v Opavě

Obr. 2 a 3: Kaple P. Marie na pohlednici z doby před rokem 1910, soukromá sbírka T. Kubánka z Jeseníka. Kaple od jihovýchodu, foto, 2012



Obr. 4, 5, 6: A. Knápek, půdorys kaple, půdorys v úrovni krovu a nákres vazby krovu, 2012

2 VZNIK A VÝVOJ KAPLE

Na návsi Velké Kraše stojí drobná jednoprostorová kaple sv. Floriána, původně benedikovaná P. Marii. Kapli tvoří obdélná loď a mírně odsazený zaoblený presbytář, na který navazuje z jižní strany okrouhlá sakristie.

2.1 Okolnosti výstavby

Kaple vznikla díky mlynářce Kateřině Schnaubelt, která jako poděkování za své uzdravení, k němuž došlo na přímluvu P. Marie v roce 1796, následně zřídila nadaci na stavbu *kostelíka.* Obec prostředky věnované mlynářkou doplnila a po nezbytné korespondenci s kanceláří vratislavského biskupství přistoupila k budování kaple. Události, které vedly ke vzniku kaple, byly zaznamenány na kamenné pamětní dlaždici s nápisem, malovaným vyobrazením nemocné a vročením zázraku do roku 1796. Akci měli podle fundačního nápisu na dlaždici přímo řídit jako stavbyvedoucí manžel zázračně uzdravené mlynářky Franz Schnaubelt a tehdejší šoltýs Josef Straube.

Obr. 7, 8: Datace 1799 na 5. vazném trámu od západu a jméno tesaře Franz Haudorf? na sloupku 6. Vazby krovu, foto, 2012

I když se svými parametry stavba blíží menšímu kostelu, jde o kapli. Rozdíl nespočívá v dispozici, ani rozměrech církevní stavby. Zatřídění se totiž odvíjí od rozsahu církevních úkonů, k nimž byla kaple vybudována [3] a v tomto konkrétním případě vratislavským biskupstvím určena.

2.2 Výpis materiálu a datace in situ

Výstavbu kaple ilustruje dochovaný výpis materiálu. Vrchnost, tedy vratislavský biskup, přislíbil bezplatně dvě měřice vápna z vrchnostenských vápenek. V roce 1798 byl už zpracován soupis dřeva, který zřejmě sloužil jako podklad pro výpočet při nacenění a objednávce. Pro další plánování byla vyčíslena **spotřeba konstrukčního dřeva**: *30 Klafter weiches Braunholzes, 15 Klafter Riegelholz, 30 Sporn, 30 Kräftsporn, 12 Klafter Balkenholz, 7 Klafter Schindelholz, 3 Klafter Rohrlatten. 7 Schock Spundbretten* (30 sáhů měkkého hnědého dřeva, 15 sáhů rozpěr, 30 krokví, 30 vazných trámů?, 12 sáhů trámů, 7 sáhů šindelového dříví, 3 sáhy latí na stropy případně hrubých latí (), 7 kop falcovaných desek.) [2]. Z výpisu, přeloženého ze staré němčiny v jesenickém nářečí (např. *Sporn* = Sparren) s určitou mírou nejistoty, vyplývá, že se v takto běžném písemném vyjadřování technického charakteru neodlišují míry délkové, plošné a objemové, neboť míry ve výpise se rozuměly samosebou. Nicméně krokve vypočtené na kusy skutečně odpovídají reálnému počtu krokví na stavbě.

Jiný písemný doklad výstavby kaple se dochoval rovněž na krovu. Na 5. vazném trámu od západu je tužkou psaný letopočet **1799.** Na sloupku 6. vazby na jižní straně je pak nafialovělou rudkou uvedeno i obtížně čitelné jméno, pravděpodobně tesaře Franz Haudorf?. Mezi stavebními

profesemi se na Jesenicku dosud nepodařilo identifikovat osobu toho jména. Nemůžeme ani vyloučit, že jde o příjmení a uvedení zkomoleného místa původu (*Hausdorf* – Hukovice).

2.3 Další vývoj kaple

Prameny, ať už mapové nebo písemnosti, podávají nejednotné informace o patrociniu i kategorii této sakrální stavby. Ačkoli se v původních písemných pramenech uvádí mariánské zasvěcení ve vazbě na zázrak, od 30. let 19. století se v historických mapách objevuje patrocinium sv. Floriána. Při novém svěcení byl zřejmě v presbytáři umístěn i obraz sv. Floriána, jednoho ze světců obce. Některé inventáře z 19. století uvádějí kapli ve Velké Kraši bez zasvěcení.

V roce 1899 byla kaple opravena. Dříve o této opravě referoval dnes již odstraněný nápis nad hlavním vstupem, jehož polohu zachycují ještě historické pohlednice z 1. poloviny 20. století. Tehdy dostaly loď, presbytář a sakristie břidlicovou krytinu, která nahradila původní šindel. Zřejmě v téže době byla vyměněna okna za nové výplně s kovovými žlábky a vaničkami pro odvod a sběr rosné vlhkosti.

Obr. 9 a 10: Koncha presbytáře a prostor krovu nad předsíní využitý jako schodišťová hala, foto, 2012

Roku 1977 byla nově pokryta střecha kaple. Nad lodí a presbytářem byl použit eternit s kovovým vykrytím problematických partií, střecha nad předsíní a sakristií dostala falcovaný plech. K pokrytí střechy věže byl i nyní využit šindel.

3 DISPOZIČNÍ A KONSTRUKČNÍ RYSY

3.1 Typické pozdně barokní znaky

Kaple je drobnou orientovanou stavbou s půdorysně ortogonální předsíní a sakristií na jižní straně presbytáře. V jejím exteriéru se uplatňují typické rysy vrcholného a pozdního baroka u nás – půdorysně zaoblený presbytář, odsazená zaoblená nároží a stlačené odsazené záklenky oken, jaké obvykle najdeme na sakrální architektuře té doby obecně.

Západní oblinami rozšířený štít kaple nad předsíní členěný uprostřed dvojicí pilastrů není nic jiného než redukovaná a zlidovělá podoba velkého kostelního průčelí s volutami (například kostela Il Gesú), jaké provází sakrální a později často v drobných formách i civilní architekturu od pozdní renesance do pokročilého 19. století.

Věž nepředstupuje, je konstrukčně vsazená do prostoru krovu, nad zaklenutí západní části lodi. Situace **věže** v průčelí, a její završení cibulí, lucernou a makovicí se nijak nevymyká obvyklé barokní produkci 18. století.

Poměrně typické je i cihlové **zaklenutí** lodi 2 poli klenby s výsečemi, oddělených od sebe pasy, nesenými pilastry. Zaklenutí presbytáře bylo provedeno v podobě výrazně stlačené konchy, stejně jako zaklenutí sakristie. Obě konchy, charakteristické poměrně výrazně stlačeným profilem, se jeví spíš jako produkty lidového stavitelství.

Obr. 11, 12: Podkroví presbytáře – systém výměn a krátčat nad konchou,pohled z podkroví lodi do podkroví presbytáře, foto, 2012

Krov byl vystavěn ze smrkového dřeva dendrochronologicky datovaného do let 1798/99.[8] Z datace na vazném trámu do roku 1799 je zjevné, že dřevo po smýcení nevysychalo ani celý rok. Podle číslování prvků budován od západu k východu, přitom západní vazba tvoří součást štítu jako rám pro hrázděné zdivo. Jde o poměrně starý konstrukční zvyk, jaký se podařilo v našich zemích zaznamenat od středověku. Častější je přitom varianta, kdy první vazba přímo přiléhá ke zdivu, než že by byla přímo zabudována.

Cihlový oblouk v západním štítu severně od věže, se jeví jako záklenek oblouku montážního otvoru, který sloužil při výstavbě kaple k transportu materiálu.

3.2 Dispoziční a konstrukční zvláštnosti

Jako celek není kaple příliš typická, některé její formální znaky jsou obtížně zařaditelné nebo nemají příliš mnoho či žádné přímé analogie.

Obr. 13: Podkroví lodi, pohled na západní štít se zazdívkou montážního otvoru, foto, 2012

Zvlášť specifický je **okrouhlý půdorys sakristie**, připojené z jižní strany k presbytáři. Její zaklenutí úsekem valené klenby, na něž navazuje koncha je poměrně typickým řešením, ovšem půdorysně jde o záležitost bez přímých analogií v téže situaci. Jinou sakristii okrouhlého půdorysu známe z kostela sv. Martina ve Skorošicích, kde leží v ose presbytáře[4]. Sakristii ukončenou dnes na východní straně zaoblením má dnes kostel sv. Benedikta v Krnově – Kostelci [5], ale v tomto případě je geneze půdorysu jiná – jde původně o půlkruhový závěr presbytáře románského kostela.

Zajímavé jsou některé řekněme **konstrukční zkratky**, jimiž si stavitelé zřejmě levně poradili se vzniklou situací – je to například zastřešení patra nad předsíní. Prvky krovu se tedy prostě staly součástí vymezení horního podlaží. Byly zalíčeny a vzniklý prostor slouží jako nástupní na kruchtu s průlezem do podkroví.

Střecha sakristie byla přímo nasazena na klenbu. Přitom prostor podkroví sakristie není přístupný. Do podkroví nad sakristií je tak možné dostat se pouze při opravách střešního pláště. Řešení s nepřístupnými krovovými konstrukcemi některých postranních prostor stavby nebývala příliš častá, ale ne zcela výjimečná.

Obr. 14, 15, 16: Severní strana krovu lodi, podkroví presbytáře a jižní stran krovu lodi, foto, 2012

Krov kaple se do jisté míry vymyká obvyklé stavení produkci té doby [7]. Nosným prvkem jsou zde dvě stojaté stolice pod konci hambalků. Obě stolice po stranách mají podobu rámové sestavy s prahem a třetím středním podélným prvkem. Jako zavětrování rámu nebyly použity obvyklé ondřejské kříže, ale jen šikmé prvky. Spíše než v krovech se popsaný typ rámové konstrukce velmi často objevuje jako kostra hrázděné stěny.

Plné vazby krovu byly ještě posíleny o pár vyvěšovacích vzpěr, které jsou rovnoběžné s krokvemi a vzpírají sloupky.

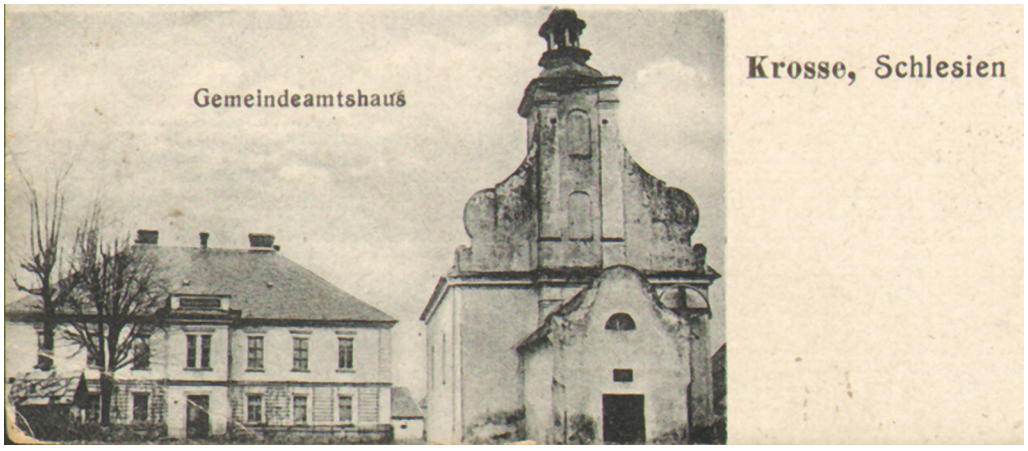
K tomu byla krovová konstrukce ještě posílena třetí stolicí uprostřed, s prvními dvěma souměrnými nesourodou. V západní části lodi je možné popsat ji jako skutečnou stolici s vaznicí pod hambalky, případně jako středový rám s vysokými sloupky, na východním konci je to jen plná vazba s vysokým sloupkem v ose. Jiným příkladem podobného posílení nosného systému o střední stolici v jedné soustavě je dobou vzniku přibližně shodný, ale velikostně nesrovnatelný krov kostela povýšení sv. Kříže v Karviné- Fryštátě [6].

Velkokrašský krov charakterizuje více archaických konstrukčních prvků, které se objevovaly u krovů starších. Vazné trámy obsahuje v lodi každá vazba, novější systém výměn a krátčat je použit pouze v presbytáři. Krokve v plných vazbách mají patní vzpěry a stejně tak se patní zápory objevují i u středních sloupků, což se v 18. Století objeví v krovech jen zřídka.

Konstrukční podobnosti byly zdokumentovány v krovu kaple v sousedních Hukovicích. Hukovický krov má rovněž krokve v každé vazbě. Podobně, tedy jako rám probrázděnou konstrukci, jsou sestaveny postranní stolice. Hrázděná architektura nebyla n Jesenicku v pokročilém novověku cizí. Je možné, že místní a snad i příležitostný tesař, možná rovněž zmiňovaný Franz, který tady místo obvyklé a dlouhodobě prověřené soustavy ondřejských křížů uplatnil své zkušenosti s budováním hrázděného zdiva a použil rámové sestavy pro hrázdění jako konstrukční prvek v krovu.

Obr. 17, 18, 19: Patní vzpěra jižní strany krovu lodi a západní štít se zazděnou vazbou, foto, 2012

Obr. 20, 21: exteriér a krov kaple v Hukovicích



Obr. 22, 23: kaple ve Velké Kraši, detail z pohlednice, před 1924.
Soukromá sbírka T. Kubánka z Jeseníka.

4 ZÁVĚR

Ze závěrů stavebně historického průzkumu, jehož sumarizací je předložený článek, vyplývá, že kaple P. Marie (sv. Floriána) se do dnešní doby dochovala kromě pokrytí střechy a některých mladších výplní v autentické podobě z roku 1799. Kaple nese rysy pozdně barokní stavby budované příležitostnými staviteli, jako byl mlynář Schnaubelt nebo šoltýs Straube.

Kaple v sobě slučuje typické rysy drobné středoevropské stavby pozdního baroka, jako jsou odsazená zaoblená nároží či silně stylizovaný volutový štít a konstrukční zvláštnosti, vyskytující se podle dosavadního stavu poznání spíš regionálně (krov se třemi stolicemi – postranními v podobě rámovýxh sestav a střední s nimi nesouvisející) nebo dispoziční specifika, jako je okrouhlá boční sakristie, existující bez známých blízkých analogií.

LITERATURA

[1] AUGUSTINKOVÁ, L.: *Kaple P. Marie (sv. Floriána) ve Velké Kraši*. Stavebně historický průzkum. Ostrava 2012. Nepublikovaný strojopis uložený v archivu autora.

[2] Státní okresní archiv Jeseník, fond farní úřad Vidnava.

[3] ROZEHNALOVÁ, E. & TOMÍŠKOVÁ, M.: *Církevní stavby*. Brno: Ústav územního rozvoje, 1995. 167 pp. ISBN 80-85124-48-3.

[4] KONEČNÝ, P. – ORÁLKOVÁ, I. – POLÁCH, D. – SCHENKOVÁ, M.: *Seznam nemovitých kulturních památek okresu Jeseník*. Olomouc: Státní památkový ústav v Olomouci, 2001. 176 pp. ISBN: 80-86570-00-2.

[5] PRIX, D. A kol.: *Kostel sv. Benedikta v Krnově – Kostelci*. Ostrava Národní památkový ústav, územní odborné pracoviště v Ostravě, 2009. pp 335. ISBN: 978-80-85034-45-5.

[6] ROSOVÁ, R. - AUGUSTINKOVÁ, L.: *Kostel Povýšení sv. Kříže v Karviné – Fryštátě – střechy, krov, podkroví*. Nálezová zpráva. Ostrava 2006. Nepublikovaný strojopis uložený v archivu autora.

[7] HOLZER, S. M. & KÖCK, B.: *Dachwerke: Konstruktion und Analyse des Tragverhaltens*. Bautechnik. 2009, LXXXVI, Nr. 1, pp. 36 – 47. ISSN: 09328351. DOI: 10.1002/bate.200910004

[8] KYNCL, T.: *Výzkumná zpráva č. 099-12 Dendrochronologické datování dřevěných konstrukčních prvků krovů kaple Panny Marie ve Velké Kraši (okr. Jeseník)*. Brno 2012. Nepublikovaný strojopis uložený v archivu autora.

Oponentní posudek vypracoval:

Doc. Ing. Michael Rykl, Ph.D., Ústav teorie a dějin architektury, Fakulta architektury, ČVUT v Praze.

Prof. Ing. arch. Jiří Škabrada, CSc., Ústav historických věd, Filozofická fakulta, Univerzita Pardubice.

Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské - Technické univerzity Ostrava
číslo 2, rok 2012, ročník XII, řada stavební
článek č. 25

Denisa CIHLÁŘOVÁ[1], Tomáš SEIDLER[2]

ANALÝZA DYNAMICKÉHO PRŮJEZDU OKRUŽNÍ KŘIŽOVATKOU

ANALYSIS OF DYNAMIC TRANSIT THROUGH ROUNDABOUT

Abstrakt

Dynamický průjezd okružní křižovatkou je podle USA standardů jeden z parametrů, kterým se prokazuje správnost jejího návrhu. Dle českých předpisů stačí pouze návrh okružní křižovatky ověřit na prostorovou průjezdnost požadovaným návrhovým vozidlem. Ovšem otázkou zůstává, zda je pouze ověření prostorové průjezdnosti při stále zvyšujících se intenzitách provozu dostačující [1]. Tento článek se věnuje právě analýze dynamického průjezdu okružní křižovatkou. Řešena je rychlost průjezdu okružní křižovatkou v závislosti na poloměru v charakteristických bodech okružní křižovatky. Měření in situ probíhala na vybrané jednopruhové čtyřramenné okružní křižovatce. Cílem této práce je posoudit vybranou okružní křižovatku z hlediska dynamiky průjezdu a následně zjistit, jakou měrou odpovídá reálný dynamický průjezd teoretickému dynamickému průjezdu.

Klíčová slova

Okružní křižovatka, poloměr, rychlost průjezdu, geometrické parametry,návrh okružní křižovatky, dynamický průjezd.

Abstract

Dynamic transit through roundabout is according to U.S. standards one of the parameters used to prove the validity of roundabout design. Under Czech law is roundabout design verification based on possibility of transit through the roundabout of design vehicle. But the question is whether the only a verification is enough especially if traffic is increasing [1]. The article is devoted to the analysis of dynamic transit through roundabout. Article dealt with the velocity of transit through roundabout, depending on the radius of the characteristic roundabouts points. In situ measurements were made on selected one-lane, four-arm roundabout. The aim of this work is to evaluate selected roundabout in terms of the dynamics transit and then find out how much corresponds theoretical dynamic transit to the real one.

Keywords

Roundabout, radius, speed, geometric parameters, roundabout design, dynamic transit.

1 ÚVOD

Stále populární okružní křižovatky (OK) přispívají k vyšší bezpečnosti a plynulejšímu provozu na pozemních komunikacích. Návrh okružních křižovatek však nemá jednoznačný postup. Normy, technické podmínky a návrhové příručky různých států popisují různé postupy [1][3][4][5]

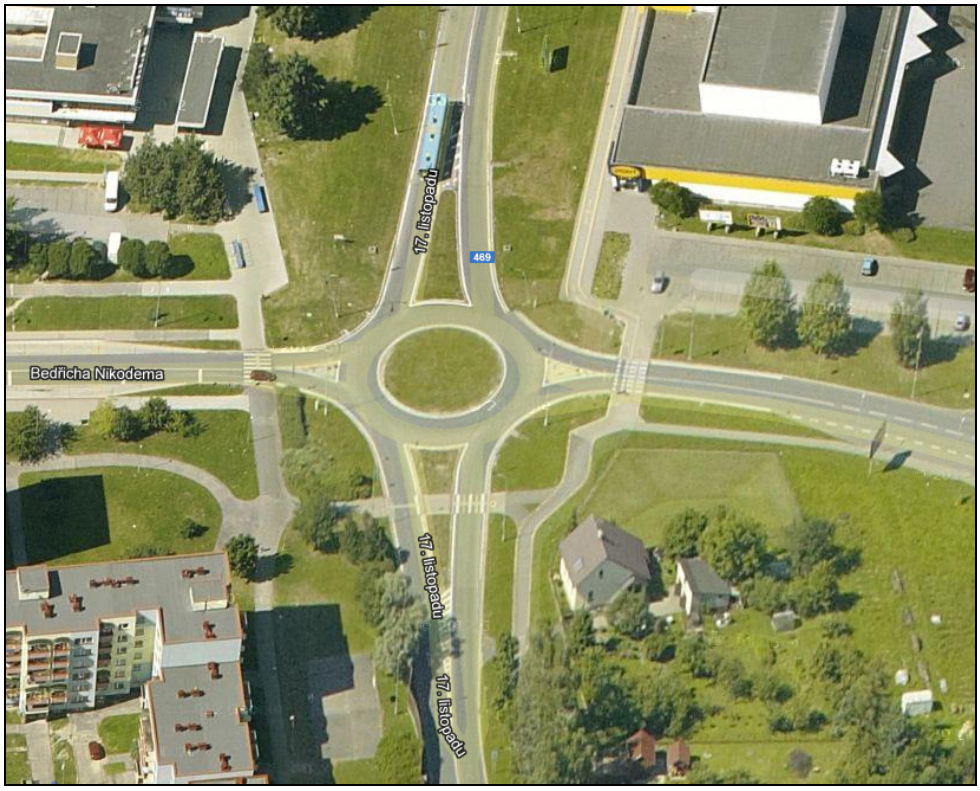
[1] Ing. Denisa Cihlářová, Ph.D., Katedra dopravního stavitelství, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava-Poruba, tel.: (+420) 597 321 981, e-mail: denisa.cihlarova@vsb.cz.

[2] Ing. Tomáš Seidler, 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: tomas.seidler@vsb.cz.

[6][7]. Celosvětové studie se více méně zabývají analýzou nehodovosti v závislosti na geometrických prvcích OK [8][2]. Vzhledem k tomu, že s OK se nečastěji setkáváme právě v oblasti měst, není zanedbatelný i její vliv na šíření emisí v blízkosti OK [9]. Dále by měl být návrh OK přizpůsoben na pohyb chodců a cyklistů [10]. Tyto skupiny účastníků silničního provozu jsou více ohroženy z hlediska závažnosti zranění [11]. Je taktéž důležité zaručit pohodlný a bezpečný průjezd tzn., že návrh by měl být modelován na požadovaný výkon křižovatky např. pomocí krigování (interpolační metody, jež využívají geostacionární metody odhadu) [12]. Při respektování všech vstupujících faktorů by neměly být porušeny zásady předpokládající pomalý vjezd na OK a rychlý výjezd z OK dle „Bezpečnost a výkon“[13]. Z výše uvedeného vyplývá, že funkční návrh OK je závislý na různých parametrech. Jejich vzájemná závislost je předmětem mnoha studií a výsledky by se měly promítnout do norem, technických podmínek či návrhových příruček.

2 ZÁJMOVÝ OBJEKT

Pro řešení byla vybrána jednopruhová čtyřramenná okružní křižovatka. Čtyřramenná byla zvolena z důvodů, že tříramenné jsou dle [10] považovány za rizikovější. Lze konstatovat, že velikostí i uspořádáním reprezentuje nejčastěji užívaný typ OK v ČR. OK se nachází na území města Ostravy, v městské části Pustkovec, na křížení místních komunikací ul. 17. Listopadu (silnice II/469) s ulicí Bedřicha Nikodéma. Vnější průměr OK je 35 m a vnitřní průměr 10 m. Tato OK byla uvedena do provozu od září 2008. Před realizaci OK bylo v daném místě zaznamenáno až 13 nehod za rok. Po realizaci OK byly na místě v období 2009-2011 zaznamenány celkem 4 nehody. Je zřetelné, že realizace OK výrazně zvýšila bezpečnost na OK, ale nehody zcela nezmizely.



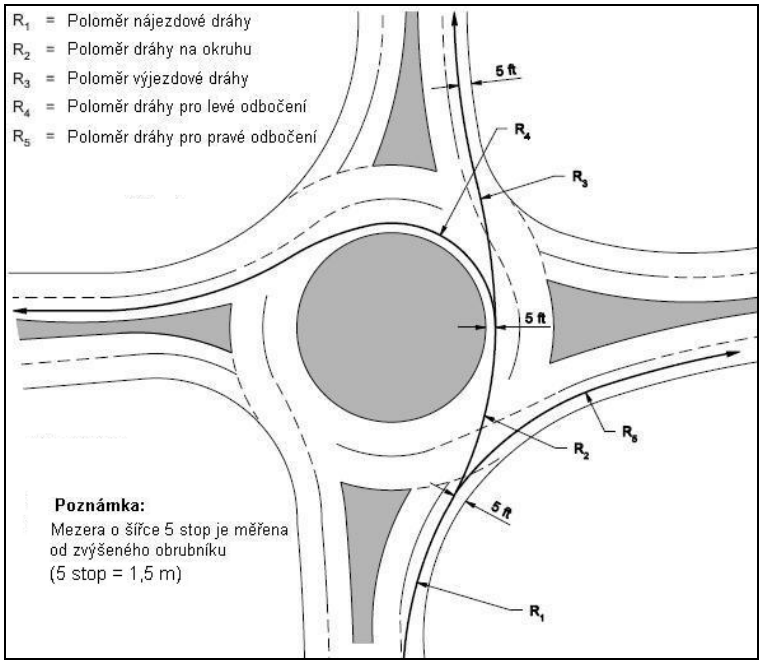
Obr. 1: Pohled na řešenou OK (zdroj: maps.google.com)

3 POPIS ŘEŠENÍ

Posouzení teoretické dynamiky průjezdu

Dynamický průjezd prokazuje porovnáním shody rychlostí v případě nejrychlejší (ideální) dráhy vozidla. Pro tuto potřebu bylo převzato řešení ideální dráhy na OK z [3]. Tato norma definuje pět charakteristických poloměrů na třech základních manévrech na okružní křižovatce.

Okružní křižovatka byla zpracována pomocí CAD softwaru, ve kterém byly stanoveny ideální dráhy průjezdu vozidel ve všech základních manévrech. Tyto poloměry pak byly přepočteny na rychlost průjezdu v jednotlivých charakteristických bodech. Poloměry a velikosti ideálních drah jsou vyznačeny v obr. 3. Přepočet poloměru na rychlost vozidel byl proveden dle [3].



Obr. 2: Poloměry ideálních drah

$$V_i = \sqrt{(127 \cdot R_i \cdot (0{,}01 \cdot p + f))} \quad (1)$$

kde:

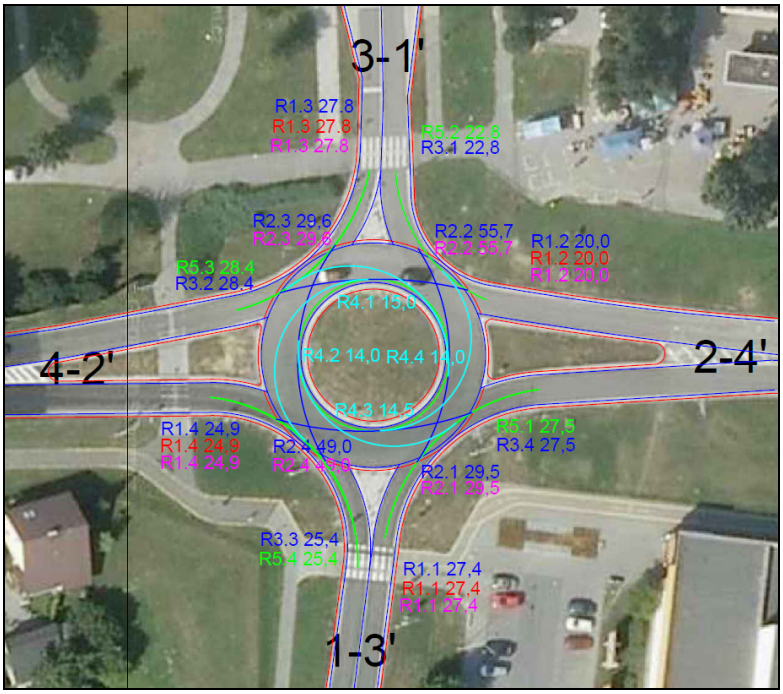
V_i – rychlost v charakteristickém bodě [km/h],

R_i – charakteristický poloměr [m],

p – příčný sklon [%],

f – koeficient příčného tření.

Rychlosti byly vypočítány pro p = 2,5% a f bylo voleno dle návrhové rychlosti pro OK, kdy pro OK s D < 50 m je f = 0,19.



Obr. 3: Vyznačené dráhy průjezdu a charakteristické poloměry

Reálná dynamika průjezdu

V tomto případě byly průzkumem in situ měřeny rychlosti vozidel v charakteristických bodech okružní křižovatky (viz obr. 5). Průzkum byl proveden v pondělí 21. 5. 2012 v době od 17:30 do 22:00. Časový interval průzkumu byl volen tak, aby měření neovlivňovala žádná denní špička. Jelikož cílem průzkumu nebylo sčítání projíždějících vozidel, ale pouze jejich rychlost při plynulém průjezdu danou křižovatkou (lze považovat za ideální dráhu vozidla). Měření bylo prováděno ručním radarem Bushnell Speedster II.

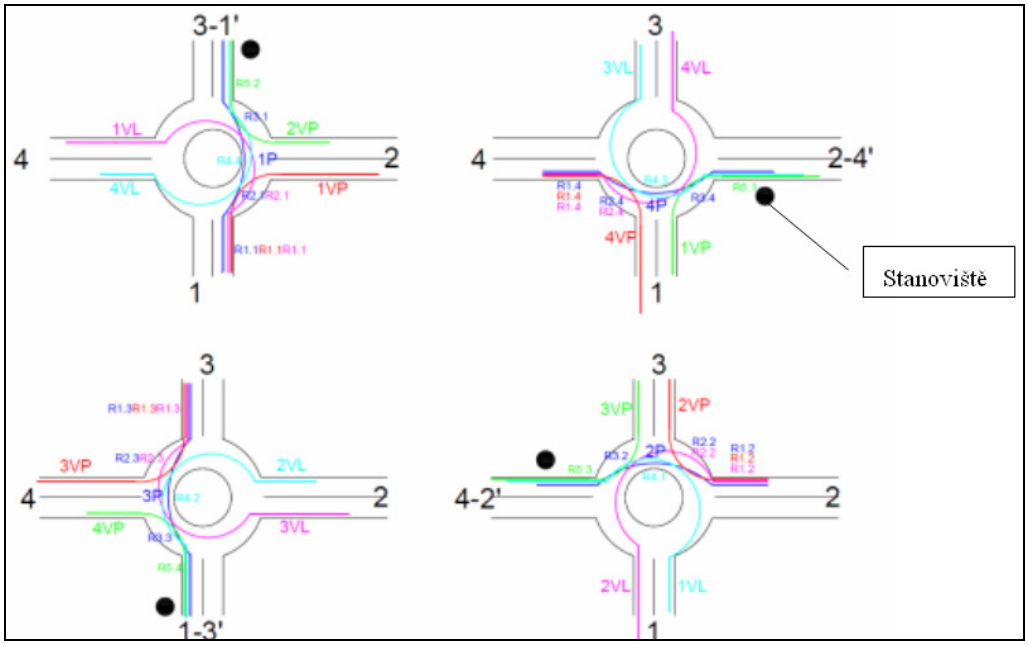
Pro průzkum byla vybrána čtyři základní stanoviště na jednotlivých větvích křižovatek, ze kterých byly odečítány naměřené rychlosti projíždějících vozidel (viz obr. 4). Jednotlivé dráhy byly označeny dle ramena, ze kterého vozidlo vjíždí do křižovatky a dle manévru provádějícího na OK:

- VP odbočení vpravo,
- VL odbočení vlevo,
- P jízda přímo.

Dále bylo měření rozlišeno podle konečné dráhy projíždějícího vozidla. U poloměrů R první index je určení charakteristického bodu, viz obr. 2 a druhý index značí, z kterého ramene auto vyjíždělo. Tzn. na stanovišti 4´ byly měřeny rychlosti v těchto místech charakteristických poloměrů:

- 4P – $R_{1,4}$, $R_{2,4}$, $R_{3,4}$
- 4VP – $R_{1,4}$, ($R_{5,4}$ - je zjišťován na stanovišti 1´)
- 4VL – $R_{1,4}$, $R_{2,4}$, ($R_{4,4}$ - je zjišťován na stanovišti 3´)
- 3VL – $R_{4,3}$
- 1VP – $R_{5,1}$

Ve všech měřených směrech se podařilo naměřit dostatečné množství dat pro získání reprezentativního vzorku.



Obr. 4: Vyznačení stanovišť průzkumu a označené průjezdní dráhy

Obr. 5: Stabilizace charakteristických bodů na okružní křižovatce

4 VÝSLEDKY ŘEŠENÍ

Jak již bylo řečeno, dynamický průjezd jak teoretický či skutečný se prokazuje porovnáním shody rychlostí v případě ideální dráhy vozidla. Určující vztahy mezi jednotlivými rychlostmi jsou uvedeny v tabulce 1. Pro zajištění shody musí platit, že rozdíl rychlostí v po sobě jdoucích poloměrech by neměl být vyšší než 20 km/h, nejlépe menší než 10 km/h.

Posouzení teoretické dynamiky průjezdu

Tab. 1: posouzení teoretické dynamiky průjezdu

Směr jízdy vozidla na OK	rychlostní rozdíly Dvt	rameno1	rameno2	rameno3	rameno4
		[km/h]	[km/h]	[km/h]	[km/h]
Přímý směr:	V1-V2	1	16	1	16
	V2-V3	3	11	2	9
Odbočení vpravo:	V1-V5	0	2	0	0
Odbočení vlevo:	V1-V2	1	16	1	10
	V2-V4	8	20	9	17

Z výsledků, viz tabulka 1 vyplývá, že ramena 1 a 3 z hlediska dynamiky průjezdů vyhověla, naproti tomu u ramen 2 a 4 vyhověl pouze směr odbočení vpravo. Zároveň lze konstatovat, že protilehlá ramena jsou konstrukčně řešena obdobně.

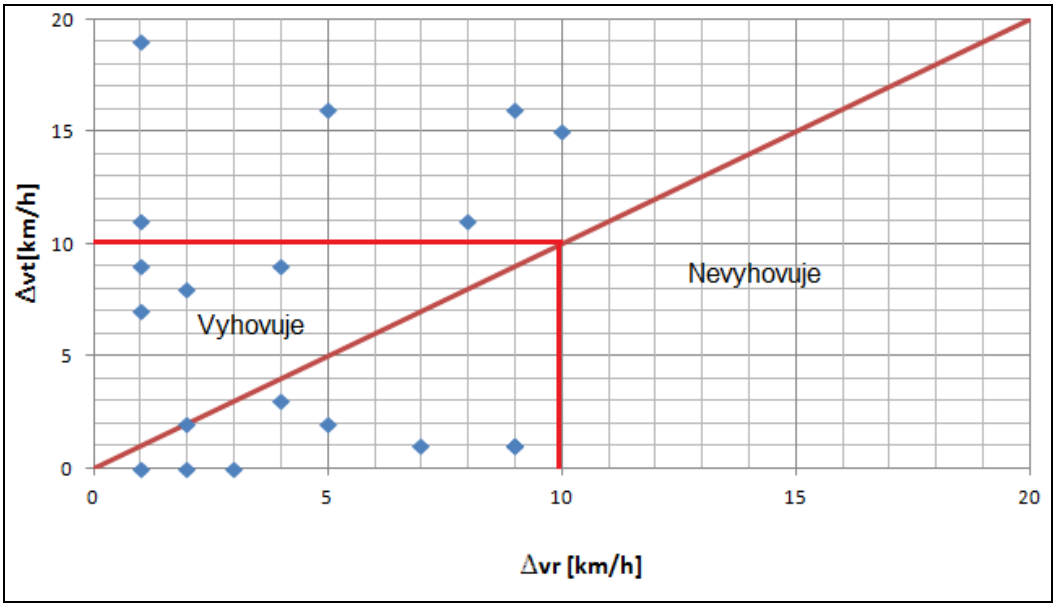
Reálná dynamika průjezdu

Během průzkumu bylo zaznamenáno 544 rychlostí. Pro každé charakteristické místo daného jízdního směru určitého ramena okružní křižovatky byla určená průměrná hodnota rychlosti. Výsledky posouzení reálné dynamiky průjezdu jsou uvedeny v tabulce 2. Podle měření skutečné rychlosti, bylo zjištěno, že z hlediska dynamiky průjezdu okružní křižovatka vyhověla.

Tab. 2: Posouzení reálné dynamiky průjezdu

Směr jízdy vozidla na OK	rychlostní rozdíly Dvr	rameno1	rameno2	rameno3	rameno4
		[km/h]	[km/h]	[km/h]	[km/h]
Přímý směr:	V1-V2	7	10	9	5
	V2-V3	4	1	2	4
Odbočení vpravo:	V1-V5	1	5	2	3
Odbočení vlevo:	V1-V2	9	9	9	8
	V2-V4	2	1	1	1

Společné vyhodnocení reálné a teoretické dynamiky jízdy je znázorněno na obr. 6. Zde jsou vyznačeny limity pro přípustné rychlostní diference. Mimo tyto hranice se nachází 6 teoretických rychlostních rozdílů. Z těchto výsledků vyplývá, že v případě teoretického posouzení má na překročení limitu největší podíl velikost poloměru dráhy na okruhu. Červená křivka charakterizuje ideální stav, tzn. případ, kdy teoretické hodnoty odpovídají reálným hodnotám.



Obr. 6: Zhodnocení reálné a teoretické dynamiky průjezdu

3 ZÁVĚR

Daná okružní křižovatka nevyhověla z hlediska teoretické dynamiky průjezdu, ale vyhověla z hlediska reálné dynamiky průjezdu. Což by v případě, kdy by daná OK byla ve stavu návrhu, znamenalo tento návrh přepracovat, pokud bychom se drželi podmínek dle [3]. Aplikování tohoto postupu do českých standardů se momentálně jeví jako zbytečné, i když v [1] tento postup doporučují. Ovšem je nutné podotknout, že závěry z [1] nejsou vyvozeny z měření in situ. Důvodů, proč teorie neodpovídá skutečnosti, může být několik. Jedním z nich může být skutečnost, že nejrychlejší dráha, kterou si řidiči ve skutečnosti volí, neodpovídá té projektované, jak je uvedeno v [3] (vede po prstenci, nesplňuje požadované odstupy od obrubníků, apod.). Pro vyloučení nebo potvrzení této hypotézy by mělo být v dalším stupni provedeno její ověření.

Dalším důvodem může být zvolený čas měření, kdy nemusel být zcela splněn požadavek na dobu, kdy vozidla vzájemně neovlivňují svůj pohyb. Závěrem lze konstatovat, že ověření návrhu OK z hlediska geometrické průjezdnosti je dostačující.

PODĚKOVÁNÍ

Článek vznikl jako součást řešení výzkum. Projektu MD č. CG911-008-910 Vliv geometrie stavebních prvků na bezpečnost a plynulost provozu na okružních křižovatkách a možnost predikce vzniku dopravních nehod.

LITERATURA

[1] Seidler, T., Cihlářová, D. a I. Mahdalová. *Porovnání vybraných okružních křižovatek v ČR s USA standardy*. In 12. odborná konference doktorského studia Juniorstav Brno: 24. 2. 2010, VUT – Brno, FAST, 2010, s. 171, ISBN 978-80-214-4042-5, [CD-ROM].

[2] Mahdalová, I., Seidler, T. a D. Cihlářová. Vliv geometrie okružní křižovatky na její bezpečnost. *Sborník vědeckých prací VŠB-TUO, řada stavební*, číslo 1, ročník X. Ostrava: VŠB-TU Ostrava, 2010, s. 109-116, ISBN 978-80-284-2332-4, ISSN 1213-1962.

[3] WSDOT. *Design Manual M 22-01.06*, December 2009, [in english], dostupné z: <http://www.wsdot.wa.gov/publications/manuals/fulltext/M22-01/M22-01.06Revision.pdf>.

[4] TP 135. *Projektování okružních křižovatek na silnicích a místních komunikacích*. Ministerstvo dopravy, 2005.

[5] ČSN 73 6102. *Projektování křižovatek na pozemních komunikacích*. Praha: Český normalizační institut, 2007.

[6] AASHTO 1994, (American Association of State Highway and Transportation. Officials). *A Policay on Geometric Design of Highways andStreets*. Washington D. C. (USA). 1994.

[7] DOT 2000, U. S. Department of Transportation, Federal Highway Administration. *Roundabounts – An Informational Guide. Publication No. FHWA-RD-00-067*. Washington D. C. (USA). 2000.

[8] Montella, A. Identifying crash contributory factors at urban roundabouts and using association rules to explore their relationships to different crash types. *Accident Analysis and Prevention.* 2011, 43(2), s.1451-1463. ISSN 0001-4575

[9] Pandian, S., S. Gokhale & A.K. Ghoshal. An open-terrain line source model coupled with street-canyon effects to forecast carbon monoxide at traffic roundabout. *Science of the total environment.* 2011, 409(6), s.1145-1153. ISSN 0048-9697.

[10] Daniels, S., T.Brijs, E. Nuyts, & G. Wets. Extended prediction models for crashes at roundabouts. *Safety science*. 2011, 49(2), s. 198-207. ISSN 0925-7535.

[11] Daniels, S., T.Brijs, E. Nuyts, & G. Wets. Externality of risk and crash severity at roundabouts. *Accident Analysis and Prevention*. 2010, 42(6), s. 1966-1973. ISSN 0001-4575.

[12] Mazzella, A., C. Piras, & F.Pinna. Use of Kriging Technique to Study Roundabout Performance. *Transportation Research Record.* 2011, číslo 2241, s. 78-86. ISSN 0361-1981.

[13] Sacchi, E., M. Bassani, & B.Persaud. Comparison of Safety Performance Models for Urban Roundabouts in Italy and Other Countries. *Transportation Research Record*. 2011, číslo 2265, s. 253-259. ISSN 0361-1981.

Oponentní posudek vypracoval:

Ing. Michal Radimský, Ph.D., Ústav pozemních komunikací, Fakulta stavební, VUT v Brně.

Ing. Michal Uhlík, Ph.D., Katedra silničních staveb, Fakulta stavební, ČVUT v Praze.

Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské - Technické univerzity Ostrava
číslo 2, rok 2012, ročník XII, řada stavební
článek č. 26

Vladislav KŘIVDA[1], Ivana MAHDALOVÁ[2]

VZNIK NEBEZPEČNÝCH SITUACÍ NA KŘIŽOVATCE S NEVHODNĚ NAVRŽENÝMI STAVEBNÍMI PRVKY

ORIGIN OF DANGEROUS CONFLICT SITUATIONS ON INTERSECTION WITH INAPPROPRIATELY DESIGNED BUILDING ELEMENTS

Abstrakt

Bezpečnost provozu na křižovatkách ovlivňuje řada vnějších faktorů – například nevhodně navržené stavební prvky. Nedostatečné poloměry nároží, úzké jízdní pruhy atp. mohou zapříčinit vznik nebezpečných situací a to především během průjezdu rozměrnými vozidly. Článek popisuje vybrané konfliktní situace na křižovatce, které jsou zapříčiněny výše uvedenými nevhodně navrženými stavebními prvky. Článek poukazuje na možnost využití videoanalýzy konfliktních situací pro sledování těchto jevů a také na nutnost korektního ověření průjezdnosti křižovatky pomocí vlečných křivek.

Klíčová slova

Křižovatka, konfliktní situace, videoanalýza.

Abstract

The traffic safety on intersections is influenced by a lot of external factors – for example by inappropriately designed building elements. Inadequate radius of corners, narrow traffic lanes etc. can cause dangerous situations – above all, during passage by large vehicles. The paper describes conflict situations on intersection which are caused by inappropriately designed building elements above mentioned. The paper points out possibility of use of video analysis of conflict situations for monitoring of these phenomena and also necessity of correct verification of passage through intersection by rupture curves.

Keywords

Intersection, Conflict Situation, Video Analysis.

1 ÚVOD

Bezpečnost silniční dopravy je komplexní systém, který kombinuje pohyb různých skupin (tj. dopravních prostředků, chodců, cyklistů a jiných účastníků silničního provozu) ve stanoveném prostoru a čase. Každá z těchto skupin má různé vlastnosti a rovněž různé požadavky na systém. Vzhledem k velkému počtu účastníků provozu a jejich charakteristických požadavků vznikají mimořádně složité vzájemné vztahy, které určují chování celého systému, mající za následek různé typy konfliktů [1].

[1] Ing. Vladislav Křivda, 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.

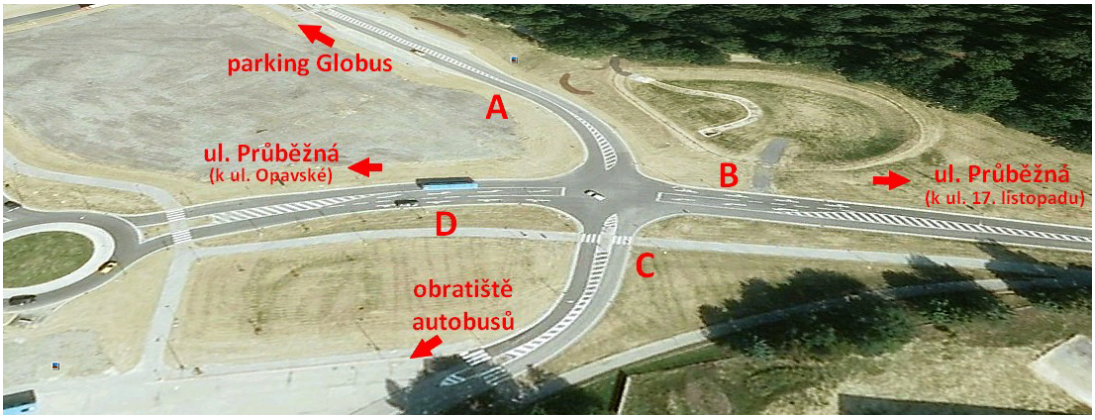
[2] doc. Ing. Ivana Mahdalová, Ph.D., Katedra dopravního stavitelství, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava-Poruba, tel.: (+420) 597 321 342, e-mail: ivana.mahdalova@vsb.cz.

Jak úspěšně řešit konfliktní situace v silničním provozu, je otázka velmi složitá. Lze říci, že podstatná část konfliktů je způsobena nezodpovědností řidičů (nebo jiných účastníků provozu). Jsou však i takové konfliktní situace, za které řidič přímo odpovědný není, ale jsou způsobeny chybnou infrastrukturou. O konfliktních situacích, které mohou být způsobeny chybně navrženými stavebními prvky, pojednává tento článek, který navazuje na článek uveřejněný v minulém čísle sborníku (viz [2]). Nyní se však jedná o jiné druhy pohybů (a rovněž jiné konfliktní situace) na sledované křižovatce.

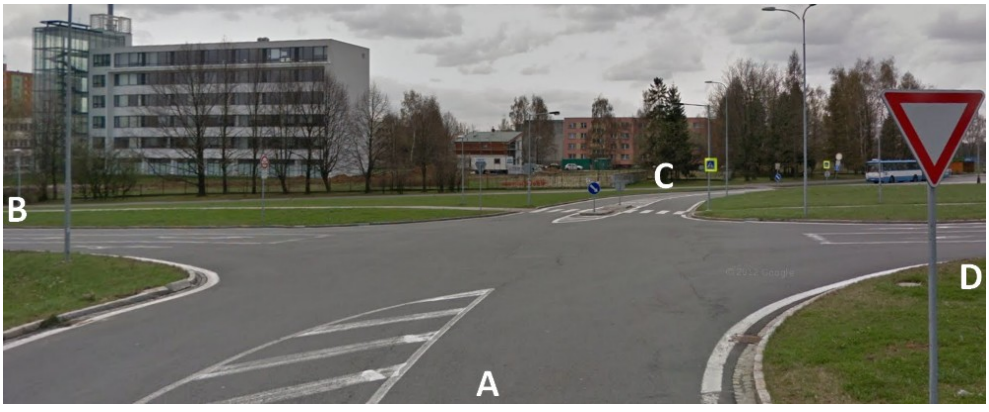
Pro analýzu byla použita videoanalýza konfliktních situací. Základní informace o této metodice lze nalézt v literatuře [3], kde je metoda částečně popsána jejím autorem doc. Folprechtem, dále pak již zmíněném článku ve [2] a rovněž v článku ve [4]. Výsledky uvedené v tomto článku byly získány za finanční podpory výzkumného projektu [5] a jsou tedy originálem (další výsledky z tohoto projektu byly publikovány např. v [6] a [7]).

2 SLEDOVANÁ KŘIŽOVATKA

Sledování konfliktních situací bylo provedeno na průsečné neřízené křižovatce na ul. Průběžná v Ostravě-Porubě. Předmětná křižovatka se nachází mezi areálem Fakulty stavební, VŠB-TU Ostrava a hypermarketu Globus (viz obr. 1). V blízkosti křižovatky je obratiště autobusů (s autobusovou zastávkou Opavská), odkud vyjíždějí právě autobusy, které mají na sledované křižovatce jisté potíže popsané níže.

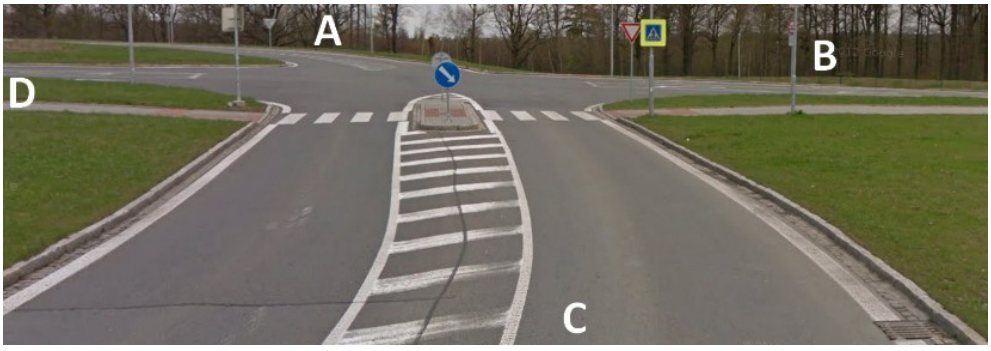


Obr.1: Sledovaná křižovatka

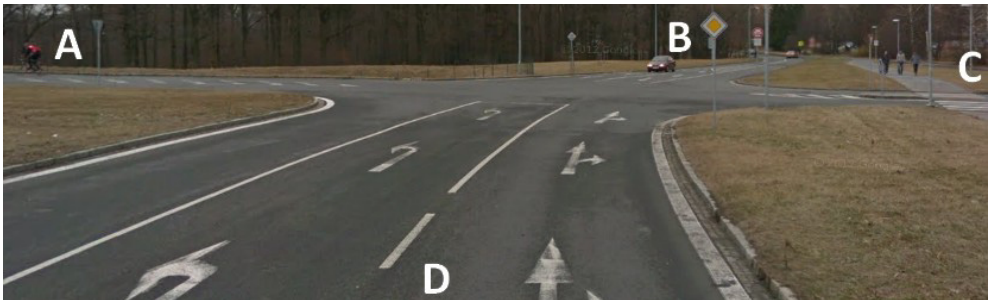


Obr.2: Pohled na křižovatku z ramene A (šířky jízdní pruhů 3,00 m, vodící proužky 0,50 m, pravé nároží – složený oblouk s poloměry 21,00 m, 6,50 m a 14,50 m)

Obr.3: Pohled na křižovatku z ramene B (šířky průběžných jízdních pruhů 3,00 m, šířka odbočovacího pruhu 3,25 m, vodící proužky 0,50 m, pravé nároží – složený oblouk s poloměry 30,00 m a 4,00 m)



Obr.4: Pohled na křižovatku z ramene C od obratiště autobusů (šířky jízdních pruhů 3,00 m, vodící proužky 0,50 m, pravé nároží – slož. oblouk s poloměry 6,50 m, 13,00 m a 22,00 m, šířka mezi obrubami levého nároží a ochranného ostrůvku uprostřed přechodu 4,35 m, šířka mezi obrubami pravého nároží a ochranného ostrůvku uprostřed přechodu 4,05 m, šířka ochranného ostrůvku 1,75 m)



Obr.5: Pohled na křižovatku z ramene D (šířky průběžných jízdních pruhů 3,00 m, šířka odbočovacího pruhu 3,25 m, vodící proužky 0,50 m, pravé nároží – složený oblouk s poloměry 15,50 m, 16,00 m a 4,50 m)

Křižovatka byla sledována dvěma kamerami s tím, že první byla umístěna v posledním patře budovy fakulty, aby bylo možno sledovat dění na celé křižovatce („horní záznam“). Druhá kamera byla umístěna na stativu v úrovni vozovky („dolní záznam“) a to cca 35 m před přechodem pro chodce na rameni C. Podrobnější informace, vč. ilustrativních záběrů viz [2].

Pro získání lepší představy o uspořádání křižovatky jsou na obr. 2 až 5 detailnější pohledy na některé části křižovatky (s využitím služby Google Street View).

3 VYBRANÉ KONFLIKTNÍ SITUACE

Článek uvedený v [2] popisoval problematické odbočování autobusů z ul. Průběžné (tj. z ramen B a D) směrem k obratišti autobusů (tj. do ramene C). Tyto autobusy měly problémy s vejitím se do prostoru mezi ochranným ostrůvkem a nárožím. Řidiči tak byli nuceni vjet s vozidly do jiného řadícího pruhu, než který jim příslušel, a to z důvodu nutného najetí si pro bezpečné vykonání odbočovacího manévru. Problémem zde byl nevhodně umístěný ochranný ostrůvek a rovněž nedostatečný poloměr nároží (více viz [2]).

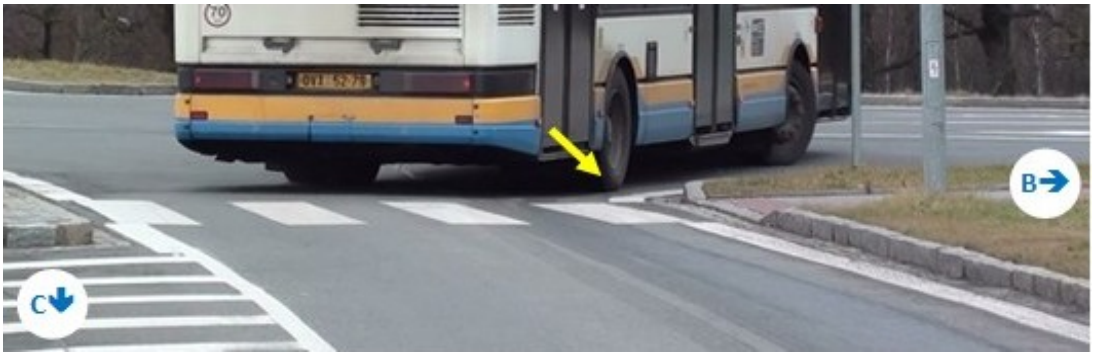
A právě chybně umístěný ostrůvek a nevhodný poloměr nároží spojující rameno C a B mají spolu s nevhodně umístěným odbočovacím pruhem na rameni D (resp. jeho stopčarou) za následek vznik dalších konfliktních situací, tentokrát však pro autobusy vjíždějící do křižovatky z ramene C (tj. od obratiště) a provádějící následující manévry (podrobnosti viz dále):

1. odbočení z ramene C vpravo do B (problém s nárožím a částečně s ostrůvkem),
2. odbočení z ramene C vlevo do D (problém částečně s ostrůvkem, ale především s odbočovacím pruhem na rameni D).

Jako první bude popsáno odbočení vpravo do ramene B. Aby řidič nenajel vozidlem na obrubník nároží, je nucen si dostatečně najet, bohužel však za cenu vjetí do protisměru (viz obr. 6) a také vjetí na dopravní stín ochranného ostrůvku (viz obr. 7). Z dolního záznamu bylo patrné, že řidiči nejen že nenajíždějí na obrubník, ale na vodicí čáru (viz obr. 8). Přesto je obrubník v příslušném nároží porušen (viz obr. 9) – vzhledem k tomu, že je porušen pouze jeden díl obrubníku, lze usuzovat, že k jeho porušení mohlo dojít z jiného důvodu než najetím silničního vozidla (např. špatná instalace tohoto dílu).

Obr.6: Najetí autobusu do protisměru (výjezd B)

Obr.7: Najetí autobusu na dopravní stín ochranného ostrůvku



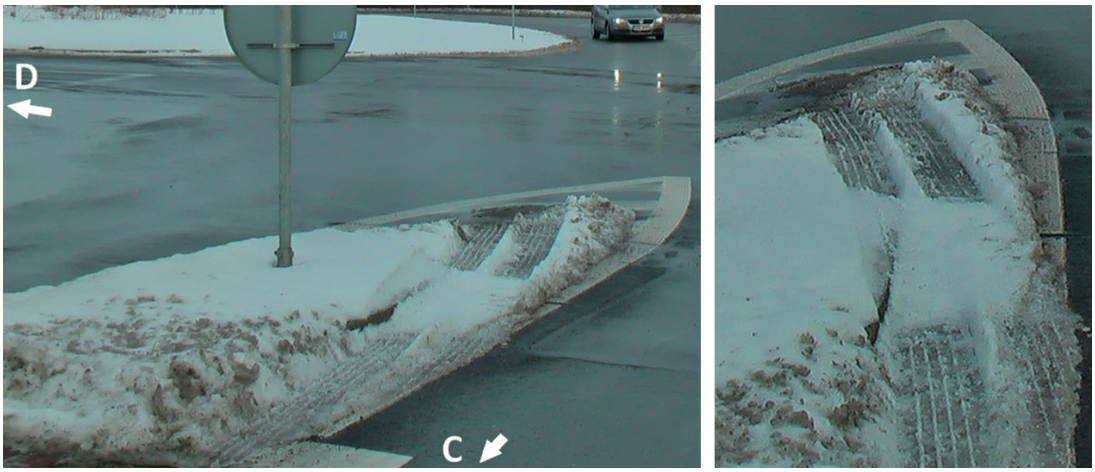
Obr.8: Jízda autobusu v potřebné vzdálenosti od obrubníku

Obr.9: Porušený obrubník nároží (z C do B)

Druhý případ, kdy řidič autobusu najede do protisměru, je případ levého odbočení z ramene C do ramene D. Odbočovací pruh, resp. jeho stopčára je umístěn příliš blízko středu křižovatky a řidiči autobusů při nedostatečném najetí přejíždějí právě přes tento pruh (viz obr. 10). Nutno podotknout, že obdobný problém mají řidiči jízdních souprav jedoucí z ramene A do D (autobusy tímto směrem však nejezdí), kde je však viníkem především nedostatečný poloměr příslušného nároží.

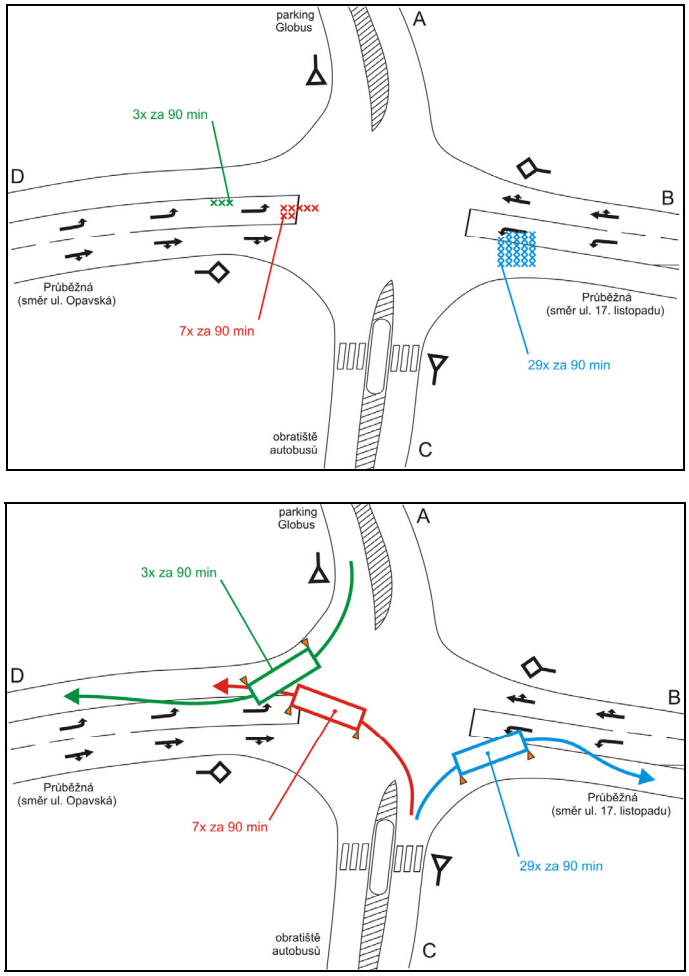
Obr.10: Najetí autobusu do protisměru (výjezd D)

Částečně mají řidiči také problém s ochranným ostrůvkem na rameni C, jak dokumentuje obr. 11 (zde však mohlo dojít k najetí na ostrůvek pouze v souvislosti se sněhovou pokrývkou zakrývající ostrůvek).



Obr.11: Stopy po přejetí ochranného ostrůvku

Schéma lokalizace a vzniku výše uvedených konfliktních situací ukazuje obr. 12. Jejich četnosti jsou pak uvedeny v tab. 1.



Obr.12: Schéma lokalizace (nahoře) a vzniku (dole) popsaných konfliktních situací

Tab.1: Četnosti konfliktních situací

Směr odbočení	Doba měření						SUMA
	13^{30}-13^{45}	13^{45}-14^{00}	14^{00}-14^{15}	14^{15}-14^{30}	14^{30}-14^{45}	14^{45}-15^{00}	
vpravo z C do B (autobusy)	6	4	5	4	6	4	29
vlevo z C do D (autobusy)	1	3	0	2	0	1	7
vpravo z A do D (jízdní soupravy)	0	0	1	0	2	0	3

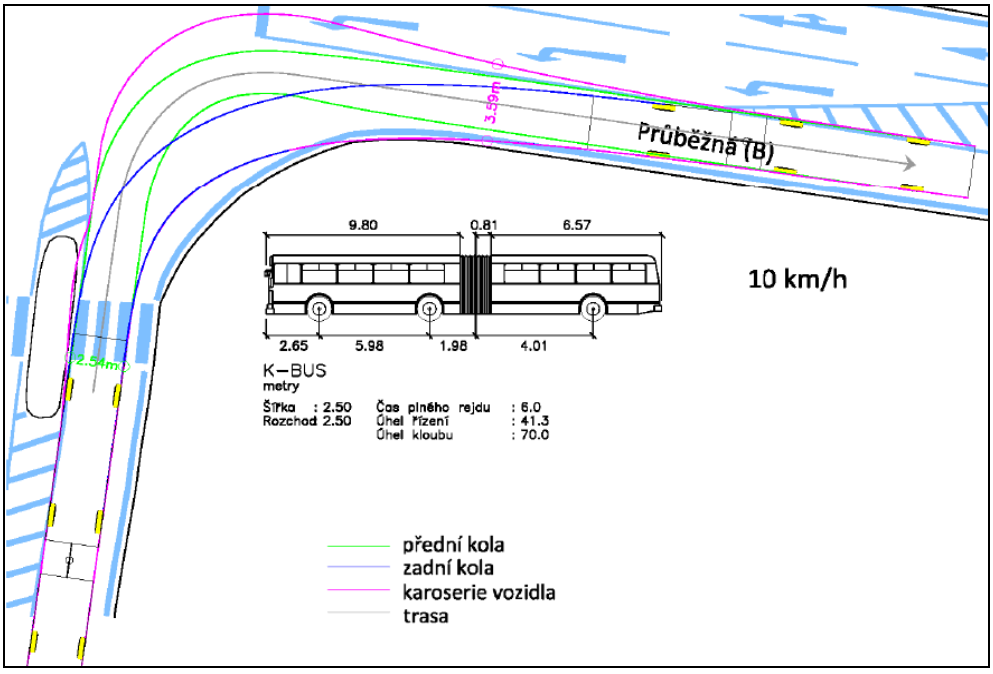
4 VLEČNÉ KŘIVKY

V této kapitole bude stručně popsána problematika vlečných křivek pro jednotlivé dopravní pohyby popsané výše a to pro ta vozidla, která byla pro daný směr vysledována jako nejrozměrnější.

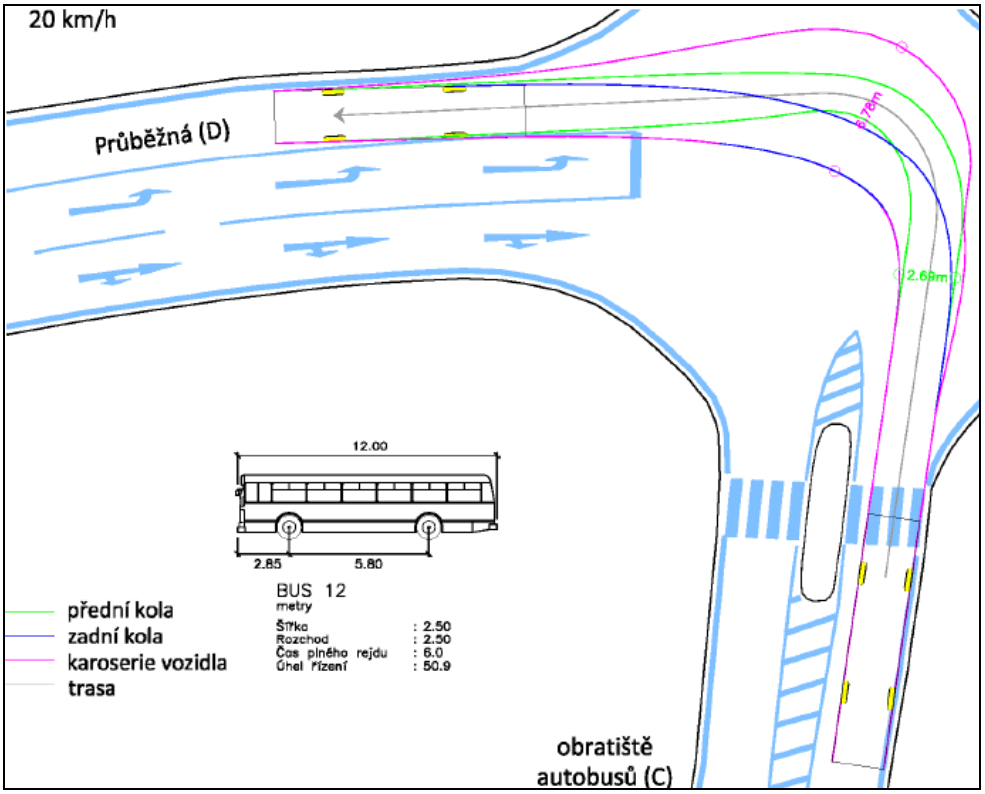
Nejprve bude popsáno pravé odbočení autobusu od obratiště (rameno C) do ul. Průběžné (rameno B), kdy kloubový autobus i přes jízdu v těsné blízkosti ochranného ostrůvku musí najet do protisměru, aby zabránil vjetí na obrubník nároží. Situaci pro rychlost 10 km/h ukazuje obr. 13.

Obdobná situace nastává rovněž při levém odbočení od obratiště autobusů (rameno C) do ulice Průběžné (rameno D), kdy vozidlo najíždí do protisměrného odbočovacího pruhu (viz obr. 14). Řidič vozidla, však má více možností k volbě správné trajektorie a ani při vyšší rychlosti (např. 20 km/h, jak ukazuje obrázek), není najetí do protisměru výrazné.

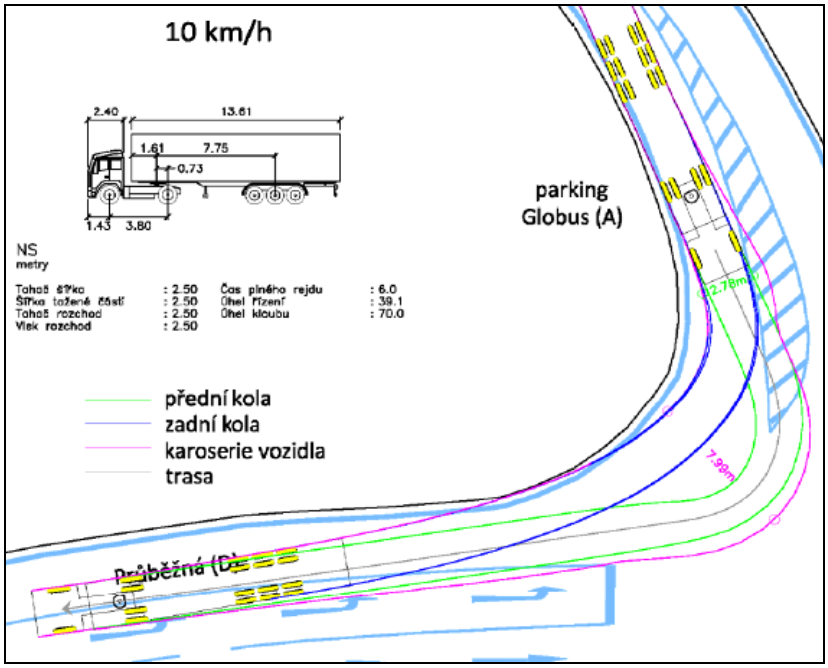
Při pravém odbočení od parkoviště hypermarketu Globus (rameno A) do ulice Průběžné (rameno D) musí řidiči rozměrnějších vozidel jednak najet na dopravní stín na vjezdu do křižovatky a jednak do protisměrného odbočovacího pruhu na rameni D (viz obr. 15). Tuto trajektorii musí volit z toho důvodu, aby zabránil najetí na obrubník nároží a to i při rychlosti 10 km/h.



Obr.13: Vlečné křivky při odbočování autobusu vpravo z ramene C do B



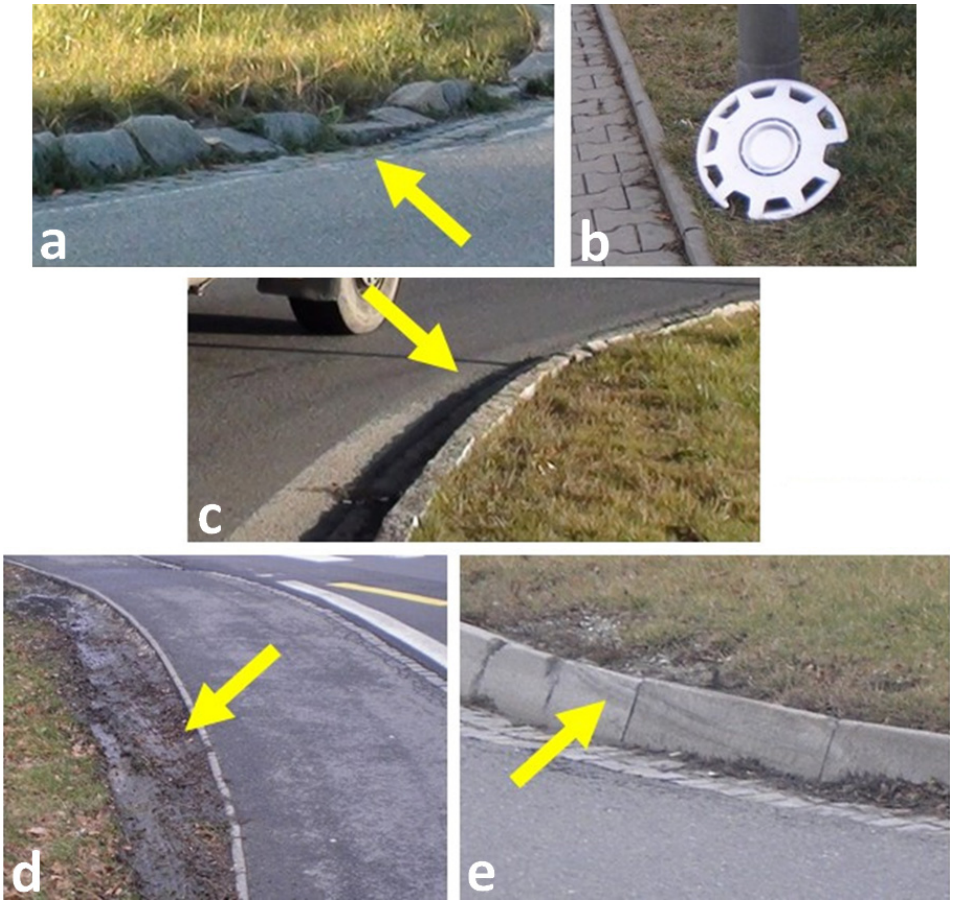
Obr.14: Vlečné křivky při odbočování autobusu vlevo z ramene C do D



Obr.15: Vlečné křivky při odbočování jízdní soupravy vpravo z ramene A do D

5 ZÁVĚR

V předloženém textu jsme ukázali příklad monitoringu křižovatky, na které se vyskytují různé identifikační znaky (viz obr. 16), které mohou poukazovat na nevhodně navržené stavební prvky křižovatky. Ne vždy se jedná o ojedinělou situaci (nehoda, poškození vlivem zimní údržby atp.). A právě videoanalýza konfliktních situací může odhalit to, zda k takovým konfliktům dochází pravidelně či nikoli (viz např. také [8] a [9]).



Obr.16: Vybrané identifikační znaky pro zjištění nevhodně navržených stavebních prvků (a – poškozený obrubník; b – poškozený kryt disku kola; c – pojížděním neznatelná vodicí čára; d – stopy kol v trávníku; e – stopy od pneumatik kol na obrubníku)

Z poznatků z provedených videoanalýz plyne, že mnohdy dochází k chybám již při návrhu samotné křižovatky. Právě na uvedených příkladech v tomto článků (resp. v článku [2]) je patrné, že např. ověření průjezdnosti křižovatky pomocí vlečných křivek nebylo provedeno korektně, jelikož i při nízkých rychlostech (10 či 20 km/h) mají vozidla křižovatkou problémy projet. Navíc použití příslušných technických podmínek TP 171 [10], resp. speciálního software AutoTURN se pohybuje vždy jen v teoretické rovině. V reálném provozu řidič vozidla během manévru nejenže jede obvykle rychlostí vyšší, ale také rychlost jízdy mění, rovněž mění natočení volantu a průjezd daným místem závisí mnohdy především na znalostech tohoto místa a řidičových zkušenostech.

Videoanalýza konfliktních situací je navíc využitelná jako prokazatelný nástroj pro bezpečnostní inspekci pozemních komunikací podle zákona č. 13/1997 Sb. o pozemních komunikacích, ve znění pozdějších předpisů.

PODĚKOVÁNÍ

Videozáznamy byly pořízeny 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 [5].

LITERATURA

[1] ŽUPANOVIĆ, Dino, Mario ANŽEK a Goran KOS. Optimisation of Signal-Controlled Intersection Capacity. *Promet - Traffic&Transportation*. Univerzity of Zagreb, Faculty of Transport and Traffic Sciences, Croatia, Vol. 22, No. 6, 2010, pp. 419-431, ISSN 0353-5320. Dostupné z: http://www.fpz.unizg.hr/traffic/

[2] KŘIVDA, Vladislav a Ivana MAHDALOVÁ. Problematic Turning of Buses on Wrongly Designed Intersection. In *Transactions of the VSB – Technical University of Ostrava, Civil Engineering Series*. No.1, 2012, vol.XII, paper #4 (10 p), DOI 10.2478/v10160-012-0004-8. Publisher Versita, Warsaw, ISSN 1213-1962 (Print) ISSN 1804-4824 (Online).

[3] FOLPRECHT, Jan a Vladislav KŘIVDA. *Organizace a řízení dopravy I*. Ostrava: VŠB-TU Ostrava, 2006, 158 s. ISBN 80-248-1030-1

[4] KŘIVDA, Vladislav. Video-Analysis of Conflict Situations on Selected Roundabouts in the Czech Republic. *Communications*. Žilina: University of Žilina, 2011, roč. 13, č. 3, s. 77-82. ISSN 1335-4205.

[5] MAHDALOVÁ, Ivana a kol. *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.

[6] MAHDALOVÁ, Ivana a Vladislav KŘIVDA. Analýza dopravní nehodovosti a konfliktních situací na vybraných okružních křižovatkách v ČR. *Silniční obzor*. Praha: Česká silniční společnost, 2011, roč. 72, č. 11, s. 326-329. ISSN 0322-7154.

[7] MAHDALOVÁ, Ivana, Tomáš SEIDLER a Denisa CIHLÁŘOVÁ. Influence of the Roundabout Geometry on Its Safety. In *Transactions of the VSB – Technical University of Ostrava, Civil Engineering Series*. No.1, 2010, vol.X, paper #9 (9 p), DOI 10.2478/v10160-010-0009-0. Publisher Versita, Warsaw, ISSN 1213-1962 (Print) ISSN 1804-4824 (Online).

[8] KŘIVDA, Vladislav a Ivana MAHDALOVÁ. Use of Video Analysis of Conflict Situations by the Evaluation of Inappropriately Designed Building Elements on Roundabouts. In *Transactions of the VSB – Technical University of Ostrava, Civil Engineering Series*. No.2, 2011, vol.XI, paper #25 (8 p), DOI 10.2478/v10160-011-0025-8. Publisher Versita, Warsaw, ISSN 1213-1962 (Print) ISSN 1804-4824 (Online).

[9] KŘIVDA, Vladislav. Analysis of Conflict Situations on Roundabouts in Valašské Meziříčí. In Transactions of the VSB – Technical University of Ostrava, Civil Engineering Series. No.1, 2010, vol.X, paper #8 (10 p), DOI 10.2478/v10160-010-0008-1. Publisher Versita, Warsaw, ISSN 1213-1962 (Print) ISSN 1804-4824 (Online).

[10] *TP 171 Vlečné křivky pro ověřování průjezdnosti směrových prvků pozemních komunikací*: *Technické podmínky*. Brno: CDV Brno, 2005. ISBN 80-86502-2-14-7.

Oponentní posudek vypracoval:

Doc. Ing. Daniela Ďurčanská, CSc., Katedra cestného staviteľstva, Stavebná fakulta, ŽU v Žiline.

Prof. Ing. Bystrík Bezák, PhD., Katedra dopravných stavieb, Stavebná fakulta, STU v Bratislave.

Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské - Technické univerzity Ostrava
číslo 2, rok 2012, ročník XII, řada stavební
článek č. 27

Kristýna MILÁČKOVÁ[1], Jan VALENTIN[2]

POROVNÁNÍ DVOU VYBRANÝCH ZKUŠEBNÍCH METOD PRO STANOVENÍ DYNAMICKÉ VISKOZITY ASFALTOVÝCH POJIV

COMPARISON OF TWO SELECTED TEST METHODS FOR ASSESSMENT OF DYNAMIC VISCOSITY OF BITUMINOUS BINDERS

Abstrakt

Dynamická viskozita je jednou z hlavních charakteristik asfaltového pojiva a jeho aplikace v asfaltových směsích. Viskozitu lze využít pro predikci tokového chování a pro stanovení úrovně zpracovatelnosti a zhutnění. Jelikož asfaltové pojivo je viskoelastický materiál, není stanovení dynamické viskozity jednoduché jako v případě Newtonovské kapaliny. Známé a v praxi využívané jsou různé metody jejího stanovení, dnes nejčastěji s využitím rotačního Brookfield viskozimetru. Uvažovat lze i další metody, přičemž nejsou ověřené závislosti výsledků různých metod. Příspěvek se zaměřuje především na zkoušku s využitím rotačního viskozimetru a zkoušku stanovení dynamické viskozity na dynamickém smykovém reometru s využitím geometrie destička-destička ve zkušebním režimu s řízenou rotací. Provedena byla vzájemná porovnání a posouzení možných závislostí obou přístupů z hlediska pozdějšího využití v praxi i při experimentálním posuzování. Cílem bylo identifikovat a odvodit možné závislosti mezi oběma metodami. V rámci získaných výsledků byla pozornost též věnována porovnání změny dynamické viskozity u nezestárlých a zestárlých asfaltových pojiv z důvodu určujícího dopadu fenoménu stárnutí na degradaci materiálu a tudíž trvanlivost asfaltové směsi. Jako dodatečný výsledek byl posouzen vliv některých používaných přísad na viskozitu asfaltového pojiva.

Klíčová slova

Dynamická viskozita, deformace, smykový spád, asfaltové pojivo, dynamický smykový reometr, rotační viskozimetr.

Abstract

Dynamic viscosity is one of the key characteristics related to bitumen and its use in asphalt mixes. Viscosity is in this connection used for prediction of flow behavior and determination of good workability and compaction. Since bitumen is a viscoelastic material the determination of dynamic viscosity is not as simple as for Newtonian fluid. Different test methods are know and used, most commonly rotation Brookfield viscosimeter. Applicable are also other test methods, nevertheless assessed functionalities of results from different test methods are not described exactly. The paper describes in this connection application of rotation viscosity test and use of dynamic shear rheometer with plate-plate geometry in a rotational test. Mutual comparison of possible functionalities of both approaches for later use in laboratory and application in practice are made. Within the scope of gained results further assessment has been done as well for the comparison of dynamic viscosity of un-aged and aged bituminous binders, because of the crucial impact of ageing as one of the key

[1] Bc. Kristýna Miláčková, Katedra silničních staveb, Fakulta stavební, ČVUT v Praze, Thákurova 7, 166 29 Praha 6, e-mail: kristyna.milackova@fsv.cvut.cz.

[2] Ing. Jan Valentin, Ph.D., Katedra silničních staveb, Fakulta stavební, ČVUT v Praze, Thákurova 7, 166 29 Praha 6, tel.: (+420) 22435 3880, e-mail: jan.valentin@fsv.cvut.cz

effects of material degradation. Influence of selected additives on bitumen viscosity has been analyzed as well.

Keywords

Dynamic viscosity, strain, shear rate, bitumen, dynamic shear rheometer, rotational viscosimeter.

1 ÚVOD

Reologické chování a vymezení odpovídajících funkčních charakteristik patří mezi důležité parametry určení užitného chování asfaltových pojiv a směsí. Důvodem je viskoelastický charakter asfaltového pojiva. Reologie jako vědní disciplína byla definována teprve v roce 1926 a byla původně vymezenajako věda zabývající se zkoumáním přetvárných pochodů hmot, tečení materiálů, jakož i pohybu a napjatosti kapalin s vyšší viskozitou, které neodpovídají klasickým zákonům viskózního a pružného chování popsanými Hookem a Newtonem, a současně mezi jejich určující rysy při posuzování jednotlivých vlastností patří výrazná časová a teplotní závislost. V oblasti asfaltových pojiv a směsí se intenzivněji využívá od sedmdesátých let minulého století, jak uvádí STASTNA et al. (2003). Její počátky jsou spojeny s postupným zaváděním experimentálních postupů zaměřených na vymezení deformačního chování pomocí různých modulů, jakož i s metodami a analýzou únavového chování. Masivnější rozšíření praktického využívání funkčních charakteristik založených na sledování reologických zákonitostí je spojeno s americkými výzkumným programem SHRP (*Strategic Highway Research Program*) a NCSHRP (*National Cooperative Highway Research Program*), během kterých byla navržena a postupně je dále rozvíjena většina dnes používaných zkušebních postupů a odpovídajících přístrojů.

Reologie popisuje asfaltová pojiva na základě proměnných vlivů a změn chování v důsledku teploty, velikosti a intenzity zatížení a stárnutí materiálu v závislosti na čase. Usnadňuje pochopení a vymezení užitného chování založeného na funkčních vlastnostech. Viskozita asfaltového pojiva, která byla zvolena pro prezentaci dílčích závěrů experimentálních měření, popisuje kromě kvality zpracovatelnosti také odolnost asfaltového pojiva a směsi proti trvalým deformacím. V této problematice nicméně zastává minimálně obdobně důležitou úlohu křivka zrnitosti asfaltové směsi, jakož i množství a typ použitého asfaltového pojiva. Jelikož asfaltová pojiva se chovají pružně i viskózně, je potřeba popsat jejich chování v závislosti na teplotě. Skutečnost vhodně může popsat dynamická viskozita nebo charakteristiky založené na komplexním smykovém modulu asfaltového pojiva a to v poměrně širokých teplotních intervalech.

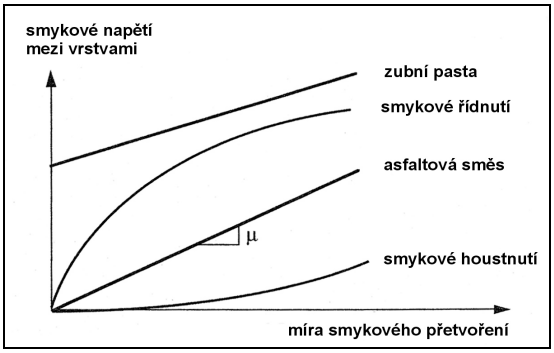
Pro vlastní experimentální činnost byla použita asfaltová silniční pojiva 50/70 a 70/100 v souladu s ČSN EN 12591, jejich různé modifikace pro vybrané účely (zejména s ohledem k viskozitě použití přísad pro výrobu tzv. nízkoviskózních asfaltových pojiv) a rozdílná stádia stárnutí s využitím standardních metod dnes zavedených v praxi. Cílem je porovnání obou zvolených metod stanovení dynamické viskozity, určení vztahu mezi nimi a popsání charakteru viskózního chování vybraných asfaltových pojiv v závislosti na stádiu stárnutí a použitého aditiva.

1 PROBLEMATIKA VISKOZITY

Asfaltová pojiva řadíme do skupiny viskoelastických látek a jejich chování, stejně jako v případě asfaltových směsí je závislé na teplotě, jakož i velikosti a časové délce zatížení. V případě teploty se obecně rozlišují tři případy, jak shrnuje VALENTIN (2003):

a) *chování při vysokých teplotách* – v podmínkách velmi teplého podnebí (např. pouštní oblasti) nebo při trvalém zatížení (např. pomalu pojíždějící doprava či parkující nákladní vozidla) se asfaltové pojivo ve směsi chová jako viskózní kapalina. Za těchto předpokladů je potom kamenivo složkou asfaltové směsi, která přenáší zatížení. Další významnou veličinou je rychlost, neboť pro stanovení míry smyku dvou sousedních vrstev použijeme vzájemný poměr relativní velikosti rychlosti a tření. Horní vrstva způsobuje tahové napětí spodní vrstvy, která se naopak snaží zamezit vzájemnému posunutí. Obecně je tento vztah

pro různé kapaliny rozdílný. Pro Newtonovské kapaliny (voda, vzduch) platí lineární závislost mezi třecí silou a relativní rychlostí. V případě asfaltového pojiva a směsi lze o vlastnostech Newtonovské kapaliny hovořit při teplotách vyšších než 60°C. Z hlediska chování látek při smyku lze následně rozlišit několik skupin. Při nízkých teplotách se asfalt chová jako „smykem řídnoucí kapaliny“. Dochází k poklesu viskozity, pokud relativní rychlost roste. Při růstu hodnoty viskozity současně s růstem relativní rychlosti hovoříme o smykovém houstnutí (viz obr. 1). Horká asfaltová směs, vyznačující se viskózními vlastnostmi, se někdy označuje jako plastická látka, neboť začne-li téci, materiál se již nevrací do původního stavu. To je jeden z hlavních důvodů, proč se při velmi teplém počasí některé méně kvalitní směsi pod opakovanými pojezdy kol vozidel deformují. Je však třeba zdůraznit, že tento vznik trvalých deformací je do značné míry ovlivněn též druhem kameniva a jeho vlastnostmi, ARAND a ZANDER (1998).



Obr. 1: Chování látek znázorněné závislostí smykového napětí a míry smykového přetvoření.

b) *chování při nízkých teplotách* – v případě chladného klimatu (např. zimní období) nebo při rychle se opakujícím zatížení (např. rychle pojíždějící nákladní vozidla) se asfaltové pojivo chová jako pružné těleso. Vlastnosti pružného tělesa lze nejlépe přiblížit pomocí gumového pásku, který se při napětí deformuje a po odlehčení se vrací zpět do původního stavu. Pokud je překročena mez únosnosti takového materiálu, dochází k jeho porušení. Tato skutečnost se ve vozovce může projevit tvorbou smršťovacích trhlin.
c) *chování při středních (běžných) teplotách* – po většinu roku se podmínky prostředí nacházejí mezi oběma uvedenými extrémy velmi teplého nebo chladného počasí. V tomto případě má asfaltové pojivo i směs charakter obou látek – viskózní i pružné. Ačkoli asfaltové pojivo představuje vynikající tmelící materiál pro konstrukční materiály vozovek, je z výše uvedeného důvodu považováno za poměrně složitý materiál a popis jeho vlastností je náročný. Při rozehřátí se asfalt chová jako „olej“, který umožňuje obalení, snadné míchání a dobré zhutnění směsi kameniva. Po ochlazení se asfaltové pojivo chová jako „lepidlo“ zajišťující soudržnost směsi. V této podobě se asfalt již chová viskoelasticky a jeho vlastnosti jsou závislé na teplotě a velikosti zatížení. Graficky se tato skutečnost obvykle znázorňuje známým modelem „pružina – tlumič“, kde pružina vyjadřuje elastické chování a tlumič slouží pro popis viskózní charakteristiky.

U materiálů, které vykazují viskózní i elastickou složku chování, je vhodné provádět analýzu tečení látek. Zjednodušeně lze říci, že vzniká-li v látce dostatečně velké přetvoření, může dojít k porušení struktury materiálu (elastický charakter přechází ve viskózní), ARAND a ZANDER (1998). Při malých přetvořeních je samozřejmě nadále rozhodující pružnost látky. Tečení v této souvislosti lze definovat jako pomalou deformaci materiálu obvykle při konstantním napětí. U viskoelastických látek v takovém případě pozorujeme postupné ovlivnění původně elastického chování viskoelastickými efekty.

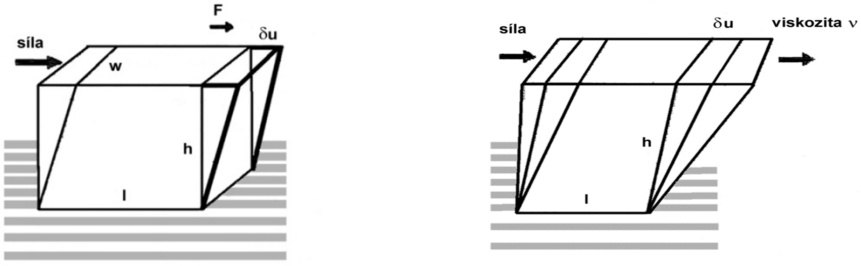
Problematika tečení s dynamickou viskozitou souvisí jen částečně, neboť tato charakteristika je určující především z hlediska zpracovatelnosti asfaltového pojiva a směsi. Tato oblast více souvisí s požadavky na pracovní teploty asfaltových směsí, které mají dopad na kvalitativní charakteristiky pojiva. U asfaltových pojiv je v této souvislosti specifickým problémem strukturní viskozita, která je charakteristická pro některé ne-Newtonovské kapaliny, mezi něž řadíme do určité míry klasické destilované asfalty, především potom modifikovaná asfaltová pojiva. Asfaltová pojiva se většinou zkoušejí dynamickou zkouškou vymezeného teplotního intervalu.

Jak vyplývá již z předešlého textu, viskozitou rozumíme vlastnost kapalné nebo plynné látky, kdy se při působení vnějších sil sleduje v čase narůstající změna tvaru a/nebo objemu kapaliny během jejího proudění. Změny jsou po dle poznatků FGSV (1985) po odeznění příčiny nevratné. Rozlišujeme viskozitu dynamickou η a kinetickou ν, mezi kterými existuje vzájemný úměrný vztah daný hustotou kapaliny ρ:

$$\nu = \eta / \rho \tag{1}$$

Kinetická viskozita je veličinou popisující pohyby v kapalině způsobené vlastní hmotností kapaliny.V oblasti této části fyzikálních jevů nás však ve stavebnictví zajímá především dynamická viskozita, která se v Newtonovské rovnici proudění chápe jako poměrová konstanta udávaná v Pa.s ($N.s/m^2$) nebo v jejích násobcích. Fyzikální chování kapaliny při působení vnějších sil závisí nafyzikálně-chemických vlastnostech látky,její teplotě, čase a tlaku, smykovém spádu (gradientu rychlosti) a speciálně u suspenzí též na elektrickém poli.V případě využití asfaltu v silničním stavitelství nás zajímají jen materiálové vlastnosti, teplota, čas a smykový spád.

Viskózní kapalina je chápána jako kontinuum, jehož schopnost zachovávat stálý tvar, je poměrně malá. Vnitřní namáhání je vyvoláno napětím, které, jak je známo z hydrostatiky, na kapalinu působí neustále. Při statickém namáhání se dosahuje známého hydrostatického stavu napětí kdy $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$. Při prostém posunutí nastává stav smykového napětí, který má v případě chování asfaltového pojiva neopomenutelný význam.



Obr.2: Znázornění smykového napětí a smykové rychlosti;VALENTIN (2003)

U ideálních kapalin dochází působením smykového napětí k průběžné deformaci s konstantní mírou, kterou označujeme jako gradient smykové rychlosti (smykový stupeň apod.). Vypočítá se jako změna smykového přetvoření γ v čase vyjádřená jednoduchou diferenciální rovnicí:

$$\dot{\gamma} = \frac{d\gamma}{dt} \tag{2}$$

Konstanta úměrnosti vyjádřená pomocí smykového napětí a gradientu smykové rychlosti se potom nazývá dynamická viskozita η. Tato konstanta je vyjádřením vnitřní soudržnosti a vnitřního tření viskózní kapaliny a tedy základní materiálová veličina (viz. obr. 2).

Grafickým znázorněním prvního vztahu získáme křivku proudění Newtonovské kapaliny, která se vyznačuje rovnoměrným růstem smykového napětí v závislosti na gradientu rychlosti, což znamená, že první veličina se zvyšuje, roste-li i druhá. Pomocí křivky proudění ryze viskózní kapaliny lze odvodit tzv. křivku viskozity, která charakterizuje vztah mezi dynamickou viskozitou a veličinou namáhání – buď smykovým napětím nebo gradientem rychlosti.

2 ZVOLENÉ METODY MEŘENÍ DYNAMICKÉ VISKOZITY

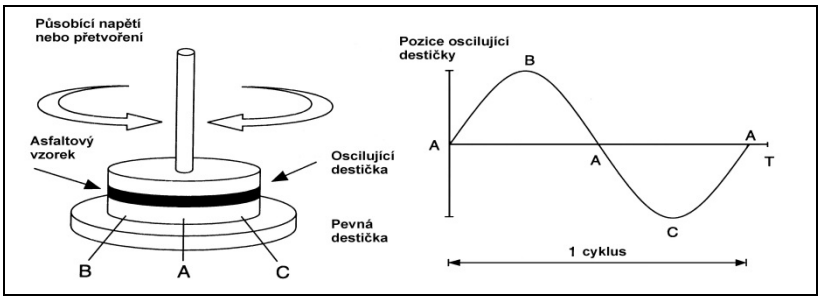
Jak již bylo uvedeno, lze dynamickou viskozitu asfaltových pojiv stanovit různými způsoby. Za nejjednodušší a dnes již v malé míře používanou metodu lze považovat Höpplerův viskozimetr. Oproti tomu postupně zavedenými metodami se staly rotační viskozimetr a dynamický smykový reometr. V druhém případě potom byly v uplynulých dvaceti letech sledovány různé geometrie (kužel-destička či destička-destička). V rámci dále prezentovaných výsledů byla měření dynamické viskozity provedena na rotačním viskozimetru Brookfield DV-II+Pro a na dynamickém smykovém reometru s cílem porovnat měření získaná odlišnými postupy.

Rotační viskozimetr se používá pro měření viskozity kapaliny při daných deformačních parametrech. Data získaná měřením na tomto viskozimetru lze vyhodnotit softwarem Rheocalc. Přístroj vychází z principu rotace definovaného vřetena ponořeného do vzorku za pomoci kalibrované pružiny. Viskózní vlastnosti kapaliny se měří stupněm reflexe pružiny, která se měří rotačním převodníkem. Obecně lze říci, že čím je krouticí moment pružiny větší, tím větší je i rozsah měření. Dynamická viskozita je udávána v mPas, smykové napětí v N/m^2 , deformační gradient (smykový spád) v s^{-1} a krouticí moment je vyjádřen v procentech. Použité vřeteno má označení SC4-27.

Podmínky zkoušky byly nastaveny v teplotním intervalu 100-160°C s odstupňováním po 10°C. Současně bylo měření provedeno pro tři zvolené smykové spády (gradienty rychlosti smyku) a to 0,1 s^{-1}; 1 s^{-1} a 10 s^{-1}. Pro smykový spád 10 s^{-1} byla viskozita měřena v upraveném teplotním intervalu 130-160°C a to z důvodu zajištění měřitelné oblasti, která odpovídala možnostem použitého vřetene a rozsahu měření viskozimetru.

Dynamický smykový reometr (DSR) se využívá pro stanovení přetvárných a únavových charakteristik asfaltového pojiva v širokém spektru teplot, frekvencí a úrovní zatížení. Data získaná pomocí DSR umožňují podrobně popisovat dynamické chování asfaltu a to pomocí řady odvozených funkcí či charakteristik (smykový modul, master curve, křivka poddajnosti apod.). V rámci vlastního měření byl použit přístroj Mars II (ThermoHaake), který je standardně vybaven pokročilým softwarem umožňujícím široké možnosti nastavení zkušebních algoritmů. Použitý měřící systém je založen na dvou paralelních destičkách, mezi kterými je rovnoměrně umístěn vzorek a horní – pohyblivá – destička osciluje nebo rotuje nad pevnou spodní destičkou. Destička se pohybuje působením pevného točivého momentu, který je odvozen od požadované úrovně smykového napětí nebo přetvoření. Pokud se měření provádí v režimu oscilace, nejedná se o konstantní pohyb, nýbrž odpovídá harmonicky proměnné (sinusové) funkci namáhání, jak je patrné z obr. 3.

Podmínky zkoušky byly nastaveny v teplotním intervalu 90-135°Codstupňováním po 10 až 15°C. Současně bylo měření provedeno pro dva smykové spády a to 0,1s^{-1} a 1s^{-1}. Zkušební režim odpovídal rotaci pohyblivé destičky. Volba smykových spádů byla záměrná, aby bylo možné později provést vzájemné porovnání obou přístupů měření dynamické viskozity.



Obr. 3: Princip dynamického smykového reometru (DSR); Valentin (2003)

3 ASFALTOVÁ POJIVA A PROVEDENÁ POROVNÁNÍ

Pro měření dynamické viskozity byly jako výchozí asfaltová pojiva zvoleny standardní silniční asfalty 50/70 a 70/100, které odpovídali specifikacím ČSN EN 12591. Současně s tím byla

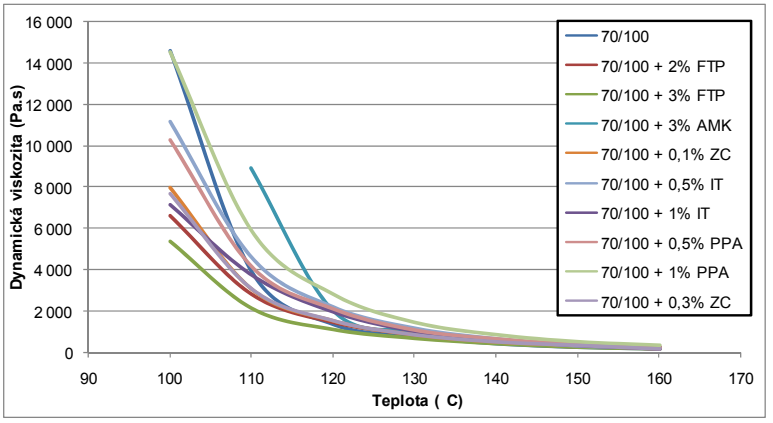
experimentálně připravena aktivovaná či chemicky modifikovaná pojiva, přičemž v této oblasti byla sledována jak tzv. nízkoviskózní asfaltová pojiva, tak i pojiva upravená kyselinou polyfosforečnou (PPA) a reprezentant asfaltových pojiv upravených vhodným smáčedlem pro zlepšení přilnavosti mezi asfaltem a kamenivem (přísada AdHere – AH). V případě nízkoviskózních asfaltových pojiv je třeba doplnit, že tyto asfalty se dnes aplikují zejména v oblasti nízkoteplotních asfaltových směsí s cílem zajistit potřebnou zpracovatelnost i při nižších pracovních teplotách. V důsledku nižších pracovních teplot zde vzniká potenciál pomalejší degradace materiálu vlivem termického zatížení. Použity byly dnes již v praxi tradiční FT vosk, amid mastných kyselin, tensid a nanochemická přísada. Přísada PPA se již řadu let aplikuje zejména v USA jako alternativní chemický modifikátor, který zlepšuje charakteristiky trvanlivosti asfaltové směsi a do jisté míry může působit též jako přilnavostní přísada. Potenciál z hlediska snižování pracovních teplot dosud byl u pojiv s PPA pozorován minimálně, a pokud lze nějakého snížení dosáhnout jedná se o jednotky stupňů Celsia.

Vlastní experimentální posuzování bylo rozděleno do tří dílčích problematik – porovnání vlivu použitých přísad na hodnotu viskozity a viskózní křivku ve zvoleném teplotním intervalu, porovnání vlivu stárnutí na viskozitu u vybraných asfaltových pojiv a především porovnání metod měření dynamické viskozity. Měření byla provedena u všech asfaltových pojiv, jak jsou svými viskózními křivkami specifikovány na obrázcích 4 a5. Z důvodu velkého počtu získaných a interpretovatelných výsledků jsou dále uváděny jen vybrané. Ať již z hlediska parametrů provedených zkoušek (teplota, smykový spád) či z hlediska zaznamenaných hodnot jednotlivých měření.

4 VÝSLEDKY EXPERIMENTŮ

4.1 Vliv použitých přísad na viskozitu výsledného pojiva

Jak již bylo uvedeno výše, ovlivňují použitá aditiva u sledovaných a funkčně upravených asfaltových pojiv jejich chování, včetně dynamické viskozity, která je určující z hlediska zpracovatelnosti asfaltové směsi.



Obr. 4: Viskózní křivky pojiva 70/100 s e smykovým spádem 1 s^{-1}.

Z hlediska trendů používání nízkoviskózních přísad mají dle získaných poznatků provedených experimentálních měření některá aditiva vliv spíše kladný, některá vykázala i negativní trendy. Na obrázku 4 jsou patrné změny viskozity u zkoušených vzorků ve vztahu k použitým přísadám (PPA = kyselina polyfosforečná; IT = tensid; AMK = amid mastných kyselin; FTP = FT parafín; ZC a DC = nanochemické přísady). Výsledky byly samostatně analyzovány podle základního použitého pojiva 50/70 a 70/100 a současně podle smykového spádu při měření. Obrázek 4 uvádí příklad pro pojivo 70/100 a smykový spád 1 s^{-1}.

Pro smykový spád 0,1s^{-1} vykázaly naměřené výsledky nerovnoměrný průběh v porovnání se smykovým spádem 1,0s^{-1}. Tento poznatek je pravděpodobně dán menšími rotačními pohyby a rychlejším ustálením tokových dějů ve vlastním pojivu.

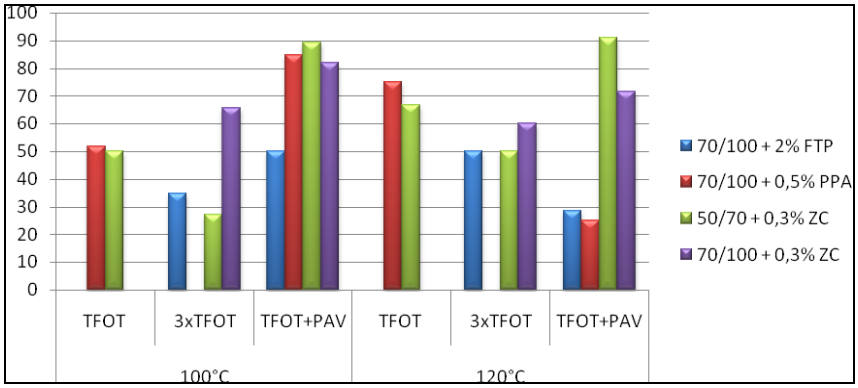
Varianty asfaltového pojiva 50/70 naznačují horší viskozitu až do teploty 140°C, pro vyšší teploty se viskozita zlepšuje a s ohledem na všechna použitá aditiva se blíží nule. V tomto směru nejlepších výsledků dosahuje pro všechny smykové spády pojivo 50/70+0,3%ZC a 50/70+0,5%DC. Varianty asfaltového pojiva 70/100 mají plynulejší průběh křivek i pro smykový spád 0,1s^{-1}. Tato skutečnost je pravděpodobně dána vyšší gradací pojiva (nižším bodem měknutím), a tudíž dřívějším dosažením převažujícího viskózního stavu pojiva. Výsledná viskozita při smykovém spádu 0,1s^{-1} v teplotním intervalu od 130°Cvychází nejlépe pro pojivo 70/100+0,3%ZC. Při nižších teplotách vykazuje nejlepší viskozitu pojivo 70/100+3%FTP. Při smykovém spádu 0,1 a 1,0 s^{-1} dosahují pojiva se všemi zkoušenými aditivy velmi podobných výsledků blížícím se nule.

4.2 Vliv simulace stárnutí na viskozitu výsledného pojiva

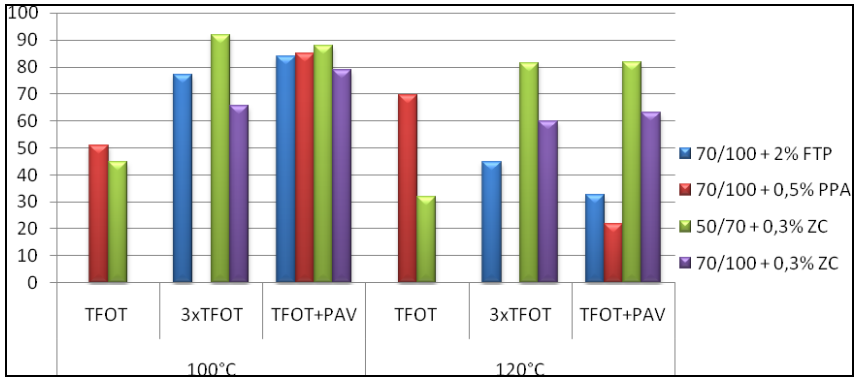
Na užitné vlastnosti asfaltových směsí jsou kladeny zvyšující se kvalitativní nároky. Jedná se například o drsnost, trvanlivost, ale i odolnost proti trvalým deformacím, odolnost proti únavě a odolnost proti vzniku trhlin. Na konstrukci vozovky působí celá řada faktorů, mezi ně patří dopravní zatížení, klimatické podmínky, použitá receptura asfaltové směsi a vlastnosti kameniva a asfaltových pojiv. Z těchto faktorů se ovšem dají ovlivnit jen některé a velmi často navíc jen částečně. Pro laboratorní zkoumání vývoje užitných i reologických vlastností asfaltových směsí i samotného asfaltového pojiva se kromě jiných používají zkoušky odolnosti proti stárnutí. Ty mají za úkol co nejvěrněji napodobit chování a změny vlastností během výroby a užívání, přičemž simulují degradaci především asfaltového pojiva. Stárnutí asfaltových pojiv je proto rozděleno do dvou skupin:

- urychlené krátkodobé stárnutí popisuje změny materiálových vlastností asfaltu během výroby a pokládky asfaltové směsi. Laboratorní simulace materiálových změn asfaltového pojiva je popsána v technické normě ČSN EN 12607-1 (metoda RTFOT), ČSN EN 12607-2 (metoda TFOT) a v ČSN EN 12607-3 (metoda RFT). Dle podmínek uvedených ve zmíněných normách se za určující metodu považuje RTFOT.
- urychlené dlouhodobé stárnutí popisuje změny materiálových vlastností především asfaltu během užívání. Simulace změn asfaltového pojiva za dlouhodobého stárnutí prováděného v laboratořích popisuje technická norma ČSN EN 14769 – urychlené dlouhodobé stárnutí v tlakové nádobě (PAV) a ČSN EN 15323 – urychlené dlouhodobé stárnutí metodou rotujícího válce (RCAT).

K porovnání vývoje dynamické viskozity v závislosti na míře stárnutí (degradace) asfaltového pojiva bylo použitoměření viskozimetrem s nastaveným rozsahem teplot 90-160°C. Měření probíhalo pro více smykových spádů, v porovnání je věnována pozornost smykovému spádu 0,1s^{-1} a 1,0s^{-1}. Provedena byla i řada měření na dynamickém smykovém reometru a to především se zaměřením na hodnoty komplexního smykového modulu při vybraných teplotách s použitím frekvenčního spektra 0,1-10 Hz. Tyto výsledky s ohledem k rozsáhlosti měření nejsou v tomto příspěvku prezentovány, uvádí je např. MILÁČKOVÁ (2011). Jako zkoušky stárnutí byla vybrána metoda krátkodobého stárnutí TFOT (stárnutí vzorku asfaltového pojiva 5 hodin při 163°C), postup dlouhodobého kombinovaného stárnutí TFOT+PAV (stárnutí vzorku asfaltového pojiva 20 hodin při teplotě 100°C a zvýšeném tlaku) a 3xTFOT (stárnutí vzorku asfaltového pojiva 15 hodin při 163°C). Metody simulují účinek teploty a působení slunečního záření přičemž metoda 3xTFOT byla zvolena jako jednodušší alternativa k metodě PAV. Nejedná se o normovou zkušební metodu.

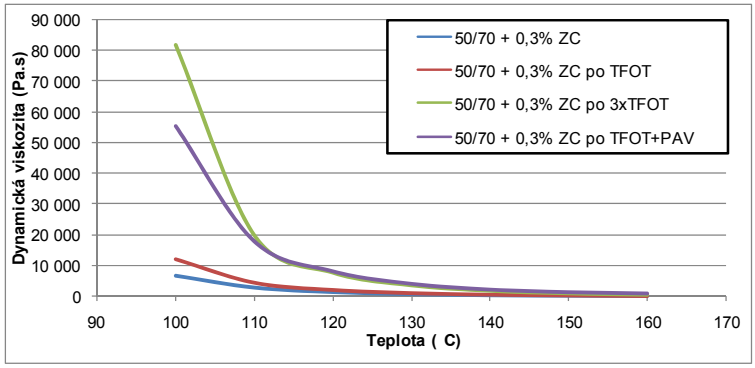


Obr. 5: Procentuální změna viskozity (svislá osa) ve vztahu k úrovni stárnutí (smykový spád $0,1s^{-1}$)



Obr. 6: Procentuální změna viskozity (svislá osa) ve vztahu k úrovni stárnutí (smykový spád $1,0s^{-1}$)

Výsledky uvedené pro asfaltová pojiva 70/100 na obr. 5 a 6 porovnávají viskozity ve vztahu k stárnutí a dobře znázorňují účinek degradace asfaltu. Ve většině případů dochází ke zhoršení viskozity. Této tendence dosahují výsledky pro smykový spád $1,0s^{-1}$ i $0,1s^{-1}$ a uvedená skutečnost je dána zvyšováním bodu měknutí, který posouvá viskózní oblast pojiva a je dána změnou poměru mezi maltény a asfaltény v pojivu. Uvedená změna v chemické struktuře pojiva je zpravidla nevratná.



Obr. 7: Viskózní křivky pojiva 50/70 s přísadou ZC pro různé úrovně stárnutí

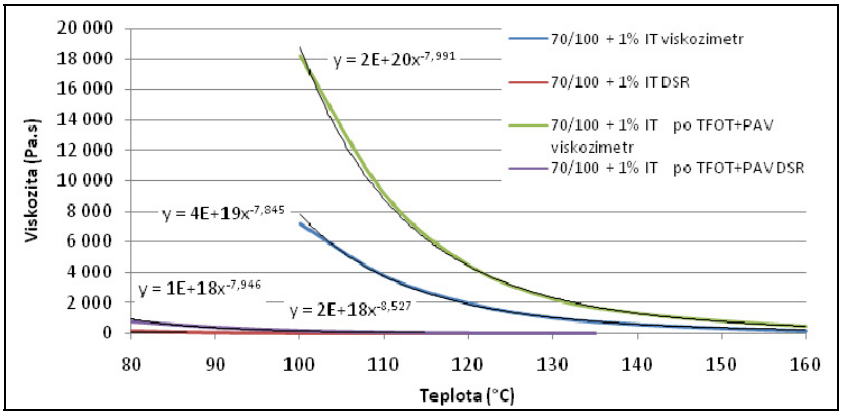
Uvedenou skutečnost pak v absolutní vyjádření dobře dokládají vzájemně porovnané křivky viskozit jednotlivých stavů degradace asfaltového pojiva (viz příklad pro pojivo 50/70 s přísadou Zycosoil na obrázku 7). Zdůraznit je třeba zejména rozdíl dynamických viskozit v intervalu

90-120°C, kdy dlouhodobé stárnutí vede k výraznému nárůstu této hodnoty, čímž lze dobře interpretovat i typický pokles penetrace a zvýšení tuhosti asfaltového pojiva. Z dále uvedených grafů je dále patrné, že simulace dlouhodobého stárnutí pomocí PAV a 3xTFOT nevede z hlediska hodnot viskozity ke stejným závěrům. Patrné též je, že změna viskozity vlivem krátkodobého stárnutí je poměrně malá.

4.3 Porovnání vybraných metod stanovení dynamické viskozity

Porovnání výsledků z obou měření ukazuje, že nelze přesně popsat vztah mezi zvolenými metodami. Z dosud provedených měření také vyplývá, že pravděpodobně nebude možné stanovit vhodnou korelaci obou metod. Pomocí vhodně zvolených regresních křivek, jsou stanoveny regresní parametry *a* a *b* pro jednotlivé vzorky, kdy jejich poměrem, jako zvoleného srovnávacího parametru, nebylo dosaženo stálého výsledku. Na základě dosažených poznatků lze tak pouze obecně konstatovat, že dynamická viskozita se zvyšující teplotou klesá, ale nelze odvodit výsledek jednoho typu měření z druhého.

Pro regresní křivky uvedené v obr. 8 byla použita obecná mocninná funkce $y=b\,x^{a}$, která byla vyhodnocena na základě dosažených regresních koeficientů jako nejvhodnější. Parametr *a* v této funkci popisuje strmost růstu křivky viskozity, parametr *b* odpovídá hodnotě viskozity, které by materiál teoretickylimitně dosáhl při teplotě 0°C, to s ohledem k absolutní velikosti hodnoty odpovídá skutečnosti absolutně tuhé látky při této teplotě.



Obr. 8: Příklad regresní křivky pro pojivo 70/100+1%IT

Parametry regresní funkce jsou shrnuty (pro ilustraci pouze pro smykový spád 0,1 s^{-1}) v tabulce 1 a 2 samostatně pro rotační viskozimetr i DSR. Poměrové hodnoty jsou spočítané pro regresní parametr *a* i *b*.

Tabulka 1: Parametry *a* a *b* regresních křivek pro viskozitu při smykovém spádu 0,1s^{-1}, pojivo 70/100

pojivo	viskozimetr		DSR		b1/b2	a1/a2
	a	b	a	b		
70/100 (referenční)	-41,98	2E+88	-7,84	5E+16	4E+71	5,355
70/100+1% IT	-6,964	2E+18	-8,27	4E+17	5	0,842
70/100+1% IT (po TFOT+PAV)	-41,33	7E+87	-9,245	9E+20	8E+66	4,471
70/100+0,3% ZC (po TFOT+PAV)	-25,33	2E+56	-6,159	2E+14	1E+42	4,113
70/100+2% FTP (po 3xTFOT)	-25,9	2E+57	-9,83	1E+22	2E+35	2,635
70/10 +3% AMK (po TFOT)	-38,51	9E+82	-12,13	2E+26	5E+56	3,175
70/100+3% AMK (po TFOT+PAV)	-26,66	9E+58	-9,705	1E+22	9E+36	2,747

Tabulka 2: Parametry *a* a *b* regresních křivek pro viskozitu při smykovém spádu $0{,}1s^{-1}$, pojivo 50/70

pojivo	viskozimetr		DSR		b1/b2	a1/a2
	a	b	a	b		
50/70 (referenční)	-34,7	5E+74	-6,378	6E+13	8E+60	5,441
50/70 + 1%PPA (po TFOT+PAV)	-11,55	8E+28	-10,22	7E+23	1E+05	1,13
50/70+0,3%ZC (po TFOT+PAV)	-7,517	5E+19	-6,159	2E+14	3E+05	1,22
50/70+0,3%ZC (po 3xTFOT)	-34,7	5E+74	-7,553	2E+17	3E+57	4,594
50/70 + 0,5% PPA (po TFOT)	-7,477	2E+19	-8,486	4E+18	5	0,881

5 ZÁVĚR

Cílem provedených experimentů bylo ověření, zda zvolené zkušební metody stanovení dynamické viskozity, tedy měření pomocí rotačního viskozimetru a dynamického smykového reometru, jsou porovnatelná. Při prováděných porovnání se vycházelo též z poznatků bakalářské práce, kde byly provedeny soubory měření asfaltových pojiv různého stadia stárnutí a byla hledána závislost mezi jednotlivými metodami a to ve vztahu k charakteristikám, které lze určitpomocí DSR,MILAČKOVÁ (2011). Z výsledků je zřejmé, že jednoznačný vztah nelze definovat. Měření prokázala, že obecně dynamická viskozita asfaltu s vyšší teplotou klesá, ovšem nelze odvodit výsledky jedné metody od druhé. Výsledky jednotlivých metodvycházejí v řádech odlišně.

Další zkoumanou vlastností byl vliv aditiv v rámci zlepšení zpracovatelnosti, kde bylo zjištěno, že nejpříznivěji z hlediska posuzovaných variant ovlivňuje viskozitu pojiv 50/70 i 70/100 při nižších teplotách (kolem 120-130°C) nanochemická přísada Zycosoil dávkovaná v množství 0,3 %-hm. asfaltového pojiva. Dále viskozitu pojiva 50/70 zlepšuje přísada Densicryl a v případě pojiva 70/100 se jedná o FT parafín dávkovaný v množství 3 %-hm. asfaltového pojiva.

Výsledky porovnávající vliv stárnutí na vývoj viskozity asfaltového pojiva vypovídají o degradaci pojiva a ve většině případů o zhoršení hodnot viskozity, v intervalu sledovaných teplot.

PODĚKOVÁNÍ

Příspěvek byl realizován za finančního přispění Technologické agentury ČR, projekt programu ALFA TA02030639.

LITERATURA

[1] STASTNA, J., ZANZOTTO, L., VACÍN, O.: *Viscosity function in polymer modified asphalts*, research report, University of Calgary, Calgary 2003.

[2] VALENTIN, J.: *Užitné vlastnosti a reologie asfaltových pojiv a směsí – charakteristiky, nové zkušební metody, vývojové trendy*, INPRESS, Praha 2003.

[3] ARAND, W., ZANDER, U.: *Einfluss von Temperatur und Temperaturrate auf den Verformungswiderstand frisch verlegter Asphaltdeckschichten während Abkühlung und Wiedererwärmung*. Schlussbericht zum AiF-Forschungsvorhaben Nr. 9 975, Braunschweig 1998.

[4] FGSV: *Merkblatt über die mechanischen Eigenschaften von Asphalt*. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Arbeitsgruppe „Asphaltstraßen“, Köln 1985.

[5] Miláčková K.: *Porovnání metodik krátkodobého a dlouhodobého stárnutí u vybraných asfaltových pojiv*. Bakalářská práce, Fakulta stavební ČVUT v Praze, 2011.

Oponentní posudek vypracoval:

Ing. Silvia Štefunková, PhD., Katedra dopravných stavieb, Stavebná fakulta, STU v Bratislave.

Ing. Václav Neuvirt, CSc., NIEVELT-Labor Praha, spol. s r.o., Praha.

Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské - Technické univerzity Ostrava
číslo 2, rok 2012, ročník XII, řada stavební
článek č. 28

Brigita SALAIOVÁ[1]

WAITING TIME ON LARGE ROUNDABOUT - CASE STUDY

ČAS ČAKANIA NA VEĽKEJ OKRUŽNEJ KRIŽOVATKE - PRÍPADOVÁ ŠTÚDIA

Abstract

Many studies showed, that waiting time of vehicles is important characteristic - has a significant effect on critical gap and capacity of roundabout. The results of analysis of waiting time of road vehicles and trams and its evaluation especially on a large roundabout are presented in the paper. The values of waiting time estimated from the results of a special traffic survey as well as calculated using HCM formula are compared.

Keywords

Large roundabout, traffic volume, waiting time, capacity.

Abstrakt

Mnohé štúdie ukázali, že čas čakania vozidiel je dôležitá charakteristika – má významný dopad na kritickú medzeru a kapacitu okružnej križovatky. V článku sú prezentované výsledky analýzy času čakania vozidiel a električiek a ich hodnotenie, špeciálne na veľkej okružnej križovatke. Hodnoty času čakania stanovené z výsledkov špeciálneho dopravného prieskumu sú porovnané s hodnotami výpočtu podľa HCM.

Kľúčové slová

Veľká okružná križovatka, intenzita, čas čakania, kapacita.

1 INTRODUCTION

Ever-increasing traffic volumes on road networks cause problems with solution of neuralgic points - intersections. Their design is a challenging task for the designers - the need to ensure sufficient capacity and quality – level of service. Currently the roundabout are frequently applied alternative solutions intersections, especially in urban conditions. Quality services on these intersections will be provided with the correct geometry design - depending on the rate crossed communications to intersection, which has sufficient capacity. A direct consequence of optimal design is then reducing the delay of vehicles passing through the intersection. Vehicle delay at the intersection is particularly important, especially for public transport vehicles. The situation at the roundabout is more complicated in the case of tram vehicles passing such a crossroads. For technical reasons, railroad cannot be led circuit so tram crossing with the traffic flow of motor vehicles at the intersection is a potential accident site, but also, due to the right of way of vehicles on the circuit, the source delay trams.

The capacity is decisive in the choice of type intersection for the traffic engineering designer; therefore knowledge of actual characteristics that affect it has an important role.

[1] Doc. Ing. Brigita Salaiová, CSc., Department of Geotechnics and Traffic Engineering, Faculty of Civil Engineering, Technical University of Kosice, Vysokoškolská 4, 040 00 Košice, tel.: (+421) 55 602 4267, e-mail: brigita.salaiova@tuke.sk.

2 THEORY OF SOLVING PROBLEM

Most of the models to calculate of capacity of the roundabout are base on the theory of critical gaps - capacity is an exponential function and is heavily dependent on the critical gap, assuming that all drivers are homogeneous - they will only accept gaps bigger than the critical gap and reject smaller [1]. Also, according to [2], about the current draft for design of roundabouts in Slovakia, the entrance capacity is defined as the maximum number of vehicles, which use appropriate gaps. It depends on the number of lanes on the circle, the number of lanes on the entrance, traffic volume on the circle and is expressed as follows:

$$G = 3600 \cdot \left(1 - \frac{t_{min} q_{\mathrm{k}}}{3600\, n_{\mathrm{k}}}\right)^{n_{\mathrm{k}}} \frac{n_{\mathrm{z}}}{t_{\mathrm{f}}} e^{-\frac{q_{\mathrm{k}}}{3600}\left(t_{\mathrm{g}} - \frac{t_{\mathrm{f}}}{2} - t_{\mathrm{min}}\right)} \tag{1}$$

where:

G – is the basic entrance capacity [p.veh/h];

q_k – the traffic volume at circle [p.veh/h];

t_g – the critical time gap [s], may be used $t_g = 4{,}1$ s;

t_f – the follow-up time gap [s], may be used $t_f = 2{,}9$ s;

n_z – the number of lanes at the entrance to the intersection [-];

n_k – the number of lanes at circle [-];

t_{min} – the minimum time gap between vehicles at circle [s] may be used value $t = 2.1$ s [2].

Uniformed and recommended values of critical gap are used into calculations of the capacity. Some foreign studies show that the waiting time for entrance to circle (w) affects the behavior of the rider - his critical gap is dependent on the waiting time - with increasing waiting time the critical gap is reduced. This can cause the real entrance capacity is higher than gives [1, 3].

The average waiting time is a quality behavior of the traffic movements at the intersection - Figure 1.

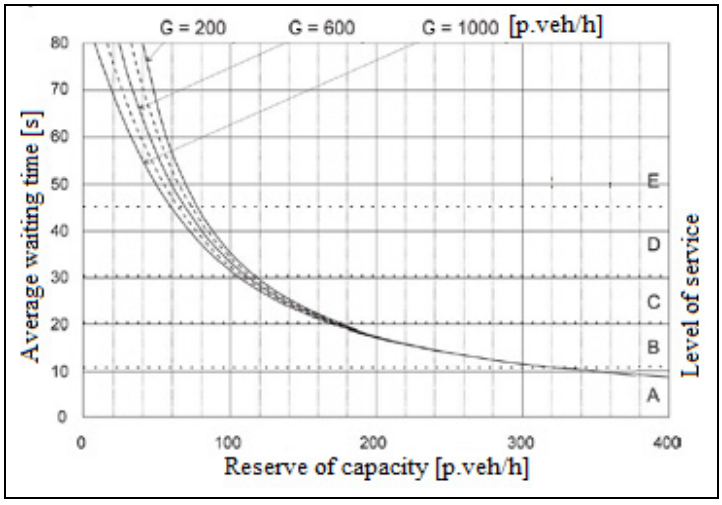


Fig. 1: The average waiting time depending on the capacity and reserve of capacity [2]

Waiting time can be quantitatively expressed by theoretical calculation [2, 4] or experimental measurements.

This paper presents the example of a large roundabout demonstrated the results of the analysis of traffic-engineering features as parameters affecting the critical gap and, ultimately, the capacity of

the intersection - volumes, composition of traffic flows and the waiting time obtained from direct measurement - traffic survey.

3 EXPERIMENT – THE TRAFFIC SURVEY

The aim of the experiment was to determine the actual traffic-engineering features of roundabout for evaluation of roundabout capacity. It was therefore conducted a special survey of automobile traffic and tram traffic in a typical working day of the week during peak hour - morning and the afternoon (the time the survey was selected on the basis of long-term monitoring of traffic volumes). Transport survey methodology (TS) was chosen in order to obtain information on:

- traffic volume on circle and all entrances and exits of intersection,
- traffic volume on separate lanes to turn right,
- composition of traffic flows at the intersection,
- routing traffic through the junction area,
- waiting time of vehicles at entrances to circle and
- trams' waiting time at the entrance / exit to / from the circle.

3.1 Geometrical parameters of intersection - intersection description

For experiment was chosen roundabout Tr. SNP - Moldavská cesta - Alejová with tram in Kosice - aerial photo see Figure 2 - with an outside diameter D = 103 m with two lanes at circle lane. Four lanes roads are coming into the intersection. The configuration is following: two lanes going into intersection and one separate lane for vehicles to turn right. Particularity intersection is that tram road going through in all directions. Movement of pedestrian is provided by crossings at all entrances to the intersection. Diagram of intersection geometry is in Figure 3.

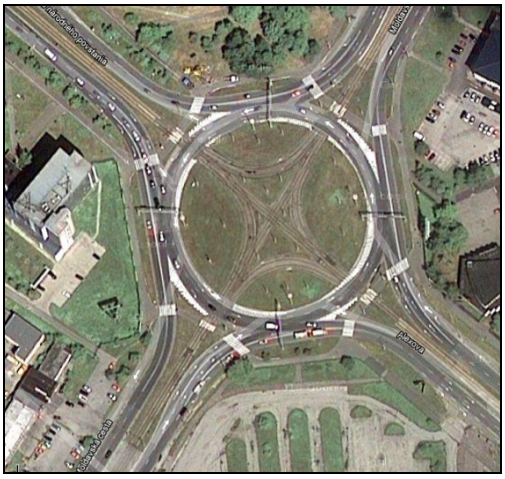


Fig.2: Intersection aerial image

3.2 Transport Survey Methodology

Traffic survey was conducted by two methodologies: dash-and-dot method for direct right turn and number plates recording method and special transport survey of waiting time. Direct method was studied for the type and number of vehicles used to separate right turn lane. The number plates recording method was found direction of movement vehicles at intersection, composition of traffic flows and traffic volume on the entrance and exits to/from circle. By special survey was determined waiting time of vehicles before entering the circle. The survey was conducted on a working day - Tuesday, during the morning (7:00 to 8:00) and afternoon (16:00 to 17:00) peak hours. Designation of entrances:

1. Moldavská cesta – Z. Štadión.
2. Tr. SNP.
3. Moldavská cesta – OC Optima.
4. Alejová.

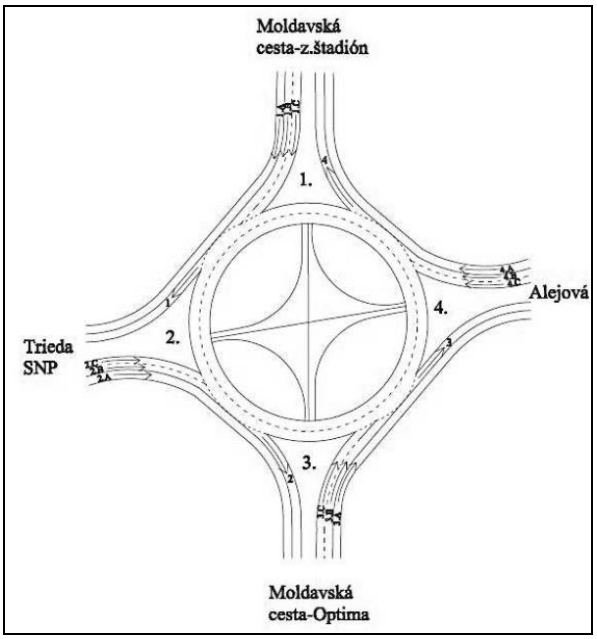


Fig. 3: Schematic junctions with labeled entrances for TS

The tram traffic survey was conducted by recording the number and direction of trams and by the research using method for direct recording time waiting.

3.3 Geometrical parameters of intersection - intersection description

Traffic volumes on all entrances are relatively high, because it is the main entrance radials to Kosice - I/50 road in the direction from Rožňava (Bratislava), and collection local roads - Tr. SNP and Moldavská cesta.

The volume of the pedestrian crossings was very low, therefore not monitored.

Volumes and direction of vehicles crossing the area at the time of the survey is shown in Tables 1 and 2.

Tab. 1: Volumes – morning hour [p.veh/h]

FROM	TO				∑ 1
	1.	2.	3.	4.	
1.	6	12	221	424	663
2.	318	14	14	120	466
3.	192	529	8	42	771
4.	23	229	452	2	706
∑ 3	539	784	659	588	

Tab. 2: Volumes – afternoon hour [p.veh/h]

FROM	TO				Σ 1
	1.	2.	3.	4.	
1.	4	18	314	531	867
2.	447	6	17	177	647
3.	214	460	6	26	706
4.	18	124	483	5	630
Σ 3	683	608	820	739	

Load is shown graphically in the form of cartograms in Figures 4 and 5.

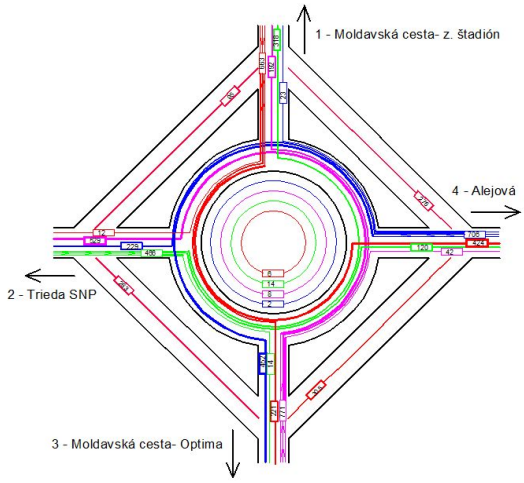


Fig. 4: Cartogram of volumes - morning peak hour (7:00 to 8:00) in [p.veh/h]

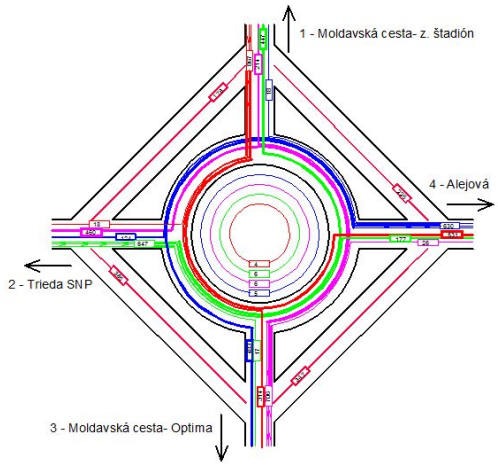


Fig. 5: Cartogram of volumes - afternoon peak hour (16:00 to 17:00) in [p.veh/h]

Waiting times determined from traffic survey in the morning peak hour are shown in Table 3 for vehicular traffic, for trams in Table 4 in the afternoon peak hour in Tables 5 and 6. There is number of delayed vehicles and the number of vehicles at the entrance.

Tab.3: Observed waiting times of vehicles - morning peak hour

The entrance	Volume of the entrance [veh/h]	*w* [s]		
	Delayed vehicles/total	Max.	Min.	Average
1.	220/611	19.9	1	5.65
2.	350/422	22	1	7.1
3.	269/731	108	1	14.55
4.	417/665	40	1	10.6

Tab.4: Observed waiting times of trams - morning peak hour

Direction	Volume of the entrance [trams/h]	*w* [s]					
	Delayed trams/total	Max.		Min.		Average	
		input	output	input	output	input	output
1.-2.	6/6	12	4	2	1.2	5.16	2.68
1.-3.	2/2	42.1	17	12	2.3	27.05	9.65
1.-4.	0/0	-	-	-	-	-	-
2.-1.	6/6	18	19.7	1.5	2.9	7.25	10
2.-3.	1/1	5.5	5.2	5.5	5.2	5.5	5.2
2.-4.	6/6	24	32.7	4	1.4	9.92	18.23
3.-1.	1/1	5.5	2.7	5.5	2.7	5.5	2.7
3.-2.	4/5	8	10	2	4.9	5.45	6.45
3.-4.	0/0	-	-	-	-	-	-
4.-1.	0/0	-	-	-	-	-	-
4.-2.	6/6	25.6	17	2	2	7.45	10.15
4.-3.	1/1	21	5	21	5	21	5

During the morning peak hour crossing went through 2 429 vehicles, of which 177 heavy vehicles (buses and trucks), that is 7.3%. The most loaded (30.1%) was the entrance number 3 Moldavská cesta - OC Optima and most loaded (30.8%) exit was number 2 - Tr. SNP. The least loaded were the entrance (17.4%) at station number 2 Tr. SNP and the least loaded exit (19.8%) was the exit on the station number 1. Moldavská cesta - Z. Štadión.

From all amount of the 2429 cars there were 1256 cars delayed which is 51.7%. Most delays vehicles (62.7%) were recorded at the entrance number 4 Alejová and the least (36%) at the entrance number 1 Moldavská cesta - Z. Štadión. The highest average waiting time was at the entrance number 3 Moldavská cesta - OC Optima 14.55, the lowest at station 1 Moldavská cesta - Z. Štadión. The highest measured waiting time (108 s) was recorded at the entrance number 3. Moldavská cesta - OC Optima.

During the morning, it was out of a total of 34 trams 33trams were delayed (97%). High time waiting for entrance (42.1 s) was measured at the direction of the 1 - 3 Moldavská cesta - Z. Štadión and Moldavská cesta - OC Optima, the highest waiting time was measured for exit (32.7 s) at the direction of the 2 - 4 from Tr. SNP to Alejová.

Tab.5: Observed times of vehicles waiting at the intersection - afternoon hour

The entrance	The volume of the entrance [veh/h]	*w* [s]		
	Delayed vehicles/total	Max.	Min.	Average
1.	280/807	44.8	1	8.85
2.	231/615	30	1	6.45
3.	234/676	39	1	9.5
4.	465/592	60	2	12.25

Tab.6: Found trams waiting times at the crossroads - afternoon hour

Direction	Volume of the entrance [trams/h]	*w* [s]					
	Delayed trams /total	Max.		Min.		Average	
		entrance	exit	entrance	exit	entrance	exit
1.-2.	5/5	34.4	18	4.2	4.3	22.15	8.24
1.-3.	1/1	56.9	36	56.9	36	56.9	36
1.-4.	0/0	-	-	-	-	-	-
2.-1.	5/5	9.3	72.2	4.2	4.4	6.16	26.72
2.-3.	0/0	-	-	-	-	-	-
2.-4.	5/5	26.3	15.3	4	7.9	12.88	10.7
3.-1.	2/2	7	34.6	7	16	7	25.3
3.-2.	1/1	7.4	8.5	7.4	8.5	7.4	8.5
3.-4.	1/1	3.9	12.1	3.9	12.1	3.9	12.1
4.-1.	0/0	-	-	-	-	-	-
4.-2.	5/5	20.1	4	8.9	2.4	14.5	3.38
4.-3.	0/0	-	-	-	-	-	-

During the afternoon peak hour 2,690 vehicles went through crossing, of which 160 heavy vehicles (buses and trucks), which is 5.9%. The most loaded entrance (30%) was 1st entrance Moldavská cesta - Z. Štadión and most loaded exit (28.6%) was the exit number 3 Moldavská cesta - OC Optima. The least loaded entrance (22%) was number 4 Alejová and the least loaded was the exit (21.6%) number 2 Trieda SNP.

From all amount of the 2690 cars there were 1210 cars delayed which is 45%. Most delays vehicles (38.4%) were recorded at station number 4 Alejová and the least (19.1%) at station number 2 Trieda SNP. The highest at the entrance number 4 Alejová 12.25 s and the lowest entrance average waiting time was at number 2 Trieda SNP. The highest measured waiting time (60 s) was recorded at the entrance number 4 Alejová.

For comparison, the waiting time of vehicles is calculated according to equation (1), and time gap values given in [2] were used in the calculation. Calculation results and service level determination by figure 1 are shown in Tables 7 and 8, and also results compared with data obtained from traffic surveys.

Tab.7: Comparison of average waiting time of vehicles - morning peak hour

The entrance	Average *w* [s] from TS	Level of service	Average *w* [s] according to [2]	Level of service
1.	5.65	A	20	B
2.	7.1	A	< 10	A
3.	14.55	B	< 10	A
4.	10.6	A	12	B

Tab.8: Comparison of average waiting time of vehicles - afternoon peak hour

The entrance	Average *w* [s] from TS	Level of service	Average *w* [s] according to [2]	Level of service
1.	8.85	A	28	C
2.	6.45	A	32	D
3.	9.5	A	18	B
4.	12.25	B	11	B

From Tables 7 and 8, it is clear there are different values of waiting time and the evaluation of the service level. The results by [2] and traffic survey were compared. The actual waiting times are often below as calculated.

4 CONCLUSION

The results give a picture of the real load of roundabout with an emphasis on waiting time of vehicles and trams on a large roundabout with a tram. Forasmuch as that is the only one intersection of this type in Slovakia it was impossible compared the results. This type of intersection occurs abroad [5]. The analysis shows that the calculated average waiting times for some of the entrances are higher than those actually measured. It can mean that drivers entering the circle using shorter time gaps. To speak exact findings from the evaluation of the impact of time waiting for the critical time gap and the capacity of the large roundabouts in Slovakia will be necessary to perform a variety of other measurements.

ACKNOWLEDGEMENT

The paper presents results of the research activities of the Centre „Progressive Constructions and Technologies in Transportation Engineering“. The Centre was supported by the Slovak Research and Development Agency under the contract No. SUSPP-0013-09 and the companies Inžinierske stavby and EUROVIA SK.

REFERENCES

[1] POLUS, Abishai et al. Evaluation of the Waiting Time Effect on Critical Gap at Roundabouts by a Logit Model. European Journal of Transport and Infrastructure Research, TU Delft, The Netherlands. Vol. 5, No 1. 2005. ISSN 1567-7141.

[2] TP 10/2010. Výpočet kapacít pozemných komunikácií. MDVaRR SR, Bratislava, 2010.

[3] POLUS, Abishai et al. Critical Gap as a Function of Waiting Time in Determining Roundabout Capacity. Journal of Transportation Engineering, Carnegie Mellon University, Vol. 129, Issue 5, 2003. ISSN: 0733-947X eISSN: 1943-5436.

[4] HCM. Highway capacity manual. Transportation Research Board. National Research Council. Washington, D.C. 2000.

[5] BRILON, Werner. Roundabouts. State of the Art in Germany. National Roundabout Conference. Vail. Colorado. 2005. ISSN: 0097-8515.

[6] SALAIOVÁ, Brigita. Analýza vybraných dopravno-inžinierskych charakteristík na veľkej okružnej križovatke. Pozemné komunikácie a dráhy. Košice, Stavebná fakulta TU v Košiciach, 2011, roč.7. č. 1. ISSN 1336-7501.

Rewievers:

Prof. Ing. Pavel Přibyl, CSc., Department of Transporting Systems, Faculty of Transportation Sciences, Czech Technical University in Prague.

Ing. Martin Smělý, Inst. of Road Structures, Faculty of Civil Eng., Brno University of Technology.

Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské - Technické univerzity Ostrava
číslo 2, rok 2012, ročník XII, řada stavební
článek č. 29

Hana STAŇKOVÁ[1], Denisa CIHLÁŘOVÁ[2], David KOZLÍK[3]

ZEMĚMĚŘICKÉ ČINNOSTI PŘI REALIZACI LINIOVÉ STAVBY V KONTEXTU SOUČASNÉ LEGISLATIVY A PRAXE

SURVEYING ACTIVITIES DURING THE CONSTRUCTION OF LINEAR STRUCTURES WITHIN THE CONTEXT OF BOTH CONTEMPORARY LEGISLATION AND PRACTICE

Abstrakt

Cílem článku je popsat současný stav technických a právních předpisů v součinnosti zeměměřických činností při realizaci výstavby liniové stavby a mostního objektu. Důležitou částí článku je popis posloupnosti a provázanosti zákonů, vyhlášek, norem a technických předpisů vztahujících se k této problematice. Posloupnost je pak znázorněna na praktické realizaci stavby, kde se zeměměřické činnosti sestávaly z vybudování měřické sítě technologií GNSS (Globální navigační satelitní systémy), vytyčovacích prací jednotlivých etap výstavby komunikace a mostního objektu, kontrolního měření geometrických parametrů v průběhu výstavby a zaměření skutečného provedení stavby po její realizaci. Hlavním přínosem článku je klíčový obraz problematiky geodetických činností v procesu výstavby, kdy je velmi důležitá správná a komplexní součinnost zeměměřičů jednak s investory stavby a jednak s konkrétními stavebními účastníky procesu výstavby stavebního objektu.

Klíčová slova

Technický předpis, zeměměřické činnosti, výstavba, liniová stavba, geometrický parametr.

Abstract

Target of the article herein is to describe contemporary state of both technical and legal means in connection with running surveying activities during the performance and building/erection of a line construction (of public interest type) and/or bridge object. Description of sequence and cohesion of acts, regulations, standards, and technical terms related to this topic, represent an important part of this article. Subsequently, sequence is depicted in practical performance of the construction, where surveying activities consisted of establishing the survey grid for GNSS technology application (Global Navigation Satellite System), setting out works for particular road construction stages and bridge object, control measurement of geometric parameters during the construction itself, and surveying "as built" performance. Main contribution of the article herein is giving a comprehensive compendium of geodetic activities done during the construction stage, where proper and complex synergism of conveyors both with project investors and with particular building participants of the overall building object construction process are of great importance.

[1] Ing. Hana Staňková, Ph.D., Institut geodézie a důlního měřictví, Hornicko-geologická fakulta, VŠB-Technická univerzita Ostrava, 17. listopadu 15/21702, 708 33 Ostrava-Poruba, tel.: (+420) 597 321 234, e-mail: hana.stankova@vsb.cz.

[2] Ing. Denisa Cihlářová, 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: denisa.cihlarova@vsb.cz.

[3] Ing. David Kozlík, Chládek a Tintěra Havlíčkův Brod, a.s., Průmyslová 941, Havlíčkův Brod 580 01, tel.: (+420) 569 400 514, e-mail: kozlik@chladek-tintera.cz.

Keywords

Technical regulation, surveying activities, construction, linear structure, dimension.

1 ÚVOD

Na území střední Evropy jsou první zmínky o dopravních cestách zhruba kolem roku 805. Dopravní cesty protínaly území účelně tak, aby cesta se zbožím byla co možná přímá a bezpečná. Postupem času se z některých cest stávaly cesty nucené, určené panovníkem, ze kterých se obchodník nesměl odchylovat. Poštovní a formanská doprava byla první formou dopravy a v důsledku toho se začaly systematicky budovat komunikace.

V současnosti je výstavba nových a kvalitnějších silničních komunikací spojujících důležitá centra věcí veřejného zájmu. Kvalitně vybudované silniční komunikace a mostní objekty zabezpečují plynulost dopravy, její bezpečnost a pomáhají zkracovat silniční trasy. Jednou z mnoha státem a krajem realizovaných staveb na modernizaci silnic v roce 2010 byla i stavba mostu a silnice III/3507 v Havlíčkově Borové v ulici Pivovarská.

Úkolem zeměměřických činností, kterým se tento článek konkrétně věnuje, bylo geodeticky zabezpečit plynulý chod stavby, vytyčit jednotlivé etapy výstavby podle potřeb stavbyvedoucích jednotlivých stavebních objektů. Stavba byla rozdělena na dva stavební objekty a to SO 101 komunikace a SO 201 most. Cílem bylo dále zaměřit a vyhotovit geodetickou dokumentaci skutečného provedení stavby (dále DSPS) a to vše podle platných zákonů, prováděcích vyhlášek, norem a technických předpisů.

2 KLÍČOVÝ PŘEHLED PŘEDPISŮ V OBLASTI ZEMĚMĚŘICTVÍ A JEJICH NÁVAZNOST NA PŘEDPISY V OBLASTI STAVEBNÍHO PRÁVA

Předpisem je dle [9] co je vydáno, resp. publikováno a je pro uvažovaného uživatele dostupné a to v následující hierarchii:

- ústavní zákon,
- zákon,
- nařízení vlády,
- vyhláška
- další předpisy:
    - technické normy (ČSN, ISO, EN, DIN, BS atd.),
    - technické předpisy organizací s celostátní působností,
    - směrnice různých organizací,
    - metodické pokyny,
    - technologické postupy,
    - návody.

V oblasti stavebního práva je základním předpisem Stavební zákon a na něj navazující ostatní předpisy. Stavební zákon však neřídí přímo proces výstavby, ale provázání etap od projektu po realizaci (kolaudaci). Vlastní stavební činnost a činnosti v průběhu stavebních prací se řídí obecně platnými předpisy a dále, a to hlavně, technickými předpisy (výše uvedené jako „další předpisy“). Jedná se o technické předpisy, které uvádějí technické a geometrické parametry, jsou obecně nezávaznými a jejich závaznost pro stavební činnost vzniká až písemným smluvním závazkem mezi objednatelem a zhotovitelem.

Vše co souvisí s výstavbou (příprava, organizace výstavby, užívání stavby) se řídí následujícími předpisy:

- zákon č. 183/2006 Sb., o územním plánování a stavebním řádu (stavební zákon -SZ), ve znění pozdějších předpisů, který je v revizi po prvním čtení v 01/2012,
- vyhláška č. 498/2006 Sb., o autorizovaných inspektorech, ve znění pozdějších předpisů,
- vyhláška č. 499/2006 Sb., o dokumentaci staveb, ve znění pozdějších předpisů,
- vyhláška č. 500/2006 Sb., o územně analytických podkladech, územně plánovací dokumentaci a způsobu evidence územně plánovací činnosti, ve znění pozdějších předpisů
- vyhláška č. 137/1998 Sb., o obecných požadavcích na výstavbu, ve znění pozdějších předpisů,
- vyhláška č. 503/2006 Sb., o podrobnější úpravě územního řízení, veřejnoprávní smlouvy a územní opatření, ve znění pozdějších předpisů,
- vyhláška č. 526/2006 Sb., kterou se provádějí některá ustanovení stavebního zákona ve věcech stavebního řádu, ve znění pozdějších předpisů.

Stavební zákon dále odkazuje na některé další zákonné předpisy a to:

- zákon ČNR č. 360/1992 Sb., o výkonu povolání autorizovaných architektů a o povolání autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě, v úplném znění publikovaném pod č. 357/2008 Sb.
- zákon č. 200/1994 Sb., o zeměměřictví, ve znění pozdějších předpisů,

který má prováděcí vyhlášku a to:

- vyhlášku Českého úřadu zeměměřického a katastrálního (ČÚZK) č. 31/1995 Sb., kterou se provádí zákon č. 200/1994 Sb.

Důležitým předpisem, na který se z hlediska zeměměřictví a katastru nemovitostí Stavební zákon cíleně odkazuje je Nařízení vlády č. 430/2006 sb., o stanovení geodetických referenčních systémů a státních mapových děl závazných na území státu a zásadách jejich používání a dále pak zákony [15], [16], [17].

Existuje tedy mnoho předpisů, které upravují zeměměřickou činnost. Tyto předpisy však jednoznačně nedefinují přesnou náplň zeměměřických činností, ale definují, co by se mělo udělat, aby stavba byla schopná sloužit účelu, pro který byla stavěna a aby bylo možno tuto stavbu zkolaudovat. Z uvedených důvodů je nutná úzká spolupráce mezi účastníky výstavby, mezi které zeměměřiči jednoznačně patří a stejně tak je nutná dobrá znalost všech platných předpisů.

Další část článku se tedy bude věnovat konkrétnímu příkladu zeměměřických činností v procesu výstavby komunikace a mostního objektu.

3 ZEMĚMĚŘICKÉ ČINNOSTI V PRŮBĚHU VÝSTAVBY LINIOVÉHO A MOSTNÍHO OBJEKTU

Shrneme-li obecně činnosti geodetů v investiční výstavbě, potom geodeti zajišťují geodetické podklady potřebné pro všechny fáze výstavby, tzn.:

- vyhotovují nové geodetické podklady nebo aktualizují původní podklady v rozsahu nezbytném pro zpracování projektu a to v požadované přesnosti a rozsahu,
- budují měřické sítě potřebné pro vyhotovení geodetických podkladů, vytyčení staveb a dokumentaci skutečného provedení stavby,
- provádějí vytyčovací práce a kontrolní měření v průběhu výstavby,
- realizují měření, potřebná k zajištění posunů a přetvoření staveb,
- zpracovávají geodetickou část dokumentace skutečného provedení stavby,

- provádějí další geodetické práce, které souvisejí s výstavbou,
- provádějí zeměměřické činnosti pro účely katastru ve smyslu Vyhlášky č. 26/2007 Sb., o zápisech vlastnických a jiných věcných práv k nemovitostem, ve znění pozdějších předpisů (katastrální vyhláška), § 67.

Z uvedeného přehledu činností je zřejmé, že geodetické činnosti jsou v průběhu výstavby nepostradatelné od začátku až do dokončení stavby.

3.1 Vytyčovací síť, vytyčení prostorové polohy stavebního objektu a podrobné vytyčení

Vytyčování patří mezi nejodpovědnější práce v inženýrské geodézii. Posloupnost geodetické činnosti při vytyčování lze rozdělit do tří částí:

- vybudování vytyčovací sítě,
- vytyčení prostorové polohy stavebního objektu,
- podrobné vytyčení.

Základním předpokladem úspěšné realizace celého komplexu geodetických prací je vybudování vytyčovací sítě (primárního systému) s požadovanou přesností. Primární systém je soustava trvalých bodů tvořících vytyčovací síť pro vytyčování polohy a výškových úrovní stavby a jeho přesnost musí vyhovovat požadavkům kladeným na vytyčení hodnot geometrických parametrů. Tvar a rozměr vytyčovací sítě je nutné přizpůsobit nejen terénním podmínkám, ve kterých se stavba bude realizovat, ale i velikosti a konstrukční náročnosti celé stavby a vyžadované přesnosti. Vytyčovací síť je třeba vybudovat tak, aby umožňovala nejen vytyčení pro potřeby výstavby, ale aby bylo možno v případě zachování její stability v průběhu výstavby z bodů vytyčovací sítě vykonávat kontrolní měření geometrických parametrů v průběhu výstavby i po jejím ukončení. Vybrané body vytyčovací sítě je možné využít i jako body vztažné soustavy při měření posunů a přetvoření stavebního objektu.

Body vytyčovací sítě je nutné v terénu stabilizovat tak, aby nedocházelo ke změně jejich stability a vzájemné viditelnosti a volit vhodný způsob jejich ochrany před zničením. Počet bodů měřické, resp. vytyčovací sítě a jejich rozmístění závisí na velikosti a tvaru stavebního objektu. Při budování měřické sítě stavby je ideální tuto vybudovat s požadovanou přesností již ve fázi zaměření skutečného stavu pro projekt stavby. Důvodem je zachování homogenity všech geodetických prací pro všechny fáze projektu, následnou realizaci stavby a pro monitoring stavby po jejím uvedení do provozu.

Nejvíce využívaným způsobem pro určení polohy bodů vytyčovací (měřické) sítě je v současné době technologie GNSS. Jednou z mnoha aplikací GNSS, která prošla dynamickým rozvojem je tzv. metoda RTK (Real Time Kinematic). Tuto metodu je možné využít v oblastech zeměměřické praxe, jako jsou inženýrská geodézie, budování a obnova bodových polí, KN a GIS (Geografické informační systémy). Podrobněji se způsoby budování bodových polí zabývá např. [4] a [10]. Principy budování geodetických základů na území ČR se podrobně věnuje [8]. Oblasti bodových polí a budování geodetických základů se dále věnují práce [1], [2] a [3].

Vnější přesnost vytyčovací sítě se vztahuje k nejbližšímu bodu základního polohového bodového pole (ZPBP) viz ČSN 73 0415. Připojení vytyčovací sítě ke geodetickému referenčnímu systému je nutné k vytyčení záboru stavby ve vztahu k okolním pozemkům z důvodů neporušení vlastnických práv vlastníků okolních pozemku (vztahu ke Katastru nemovitostí). Body vytyčovací sítě jsou dále využívány pro zaměření změny a pro vyhotovení geometrického plánu, který pak slouží jako technický podklad a je neoddělitelnou součástí zápisu vlastnického práva na stavbu do Katastru nemovitostí (KN). Vnitřní přesnost vytyčovací sítě, potřebná pro zachování homogenity měření a vytyčení stavby, je však pro samotné vytyčení geometrických parametrů požadována mnohem vyšší. Tyto dvě charakteristiky přesnosti je tedy nutné důsledně dodržovat a nezaměňovat.

Vytyčením prostorové polohy stavebního objektu rozumíme vytyčení a stabilizaci hlavní polohové čáry, což je část půdorysu objektu obvykle ve směru jeho delšího rozměru, hlavní osy objektu a hlavního výškového bodu.

Sekundární systém je tvořen charakteristickými body stavby (CHB), které určují v hlavních rysech polohu, rozměr a tvar stavby, hlavními body (HB) osy liniové stavby a hlavními výškovými body (HVB).

Podrobné vtyčení je vytyčení rozměru a tvaru objektu v horizontálním a vertikálním směru a jeho průběh a použité metody jsou závislé na použité stavební technologii a druhu stavby. Tato část vytyčovacích prací zahrnuje zejména vytyčení základů, půdorysné osnovy, osy nosných stěn, ale i vytyčení půdorysné a výškové osnovy v dalších podlažích, výšek jednotlivých podlaží, vytyčení a kontrolu svislosti sloupů u skeletových konstrukcí, atd..

Mezní odchylky vytyčení prostorové polohy a podrobného vytyčení uvádějí standardy ČSN 73 0420-1, a ČSN 73 0420-2 ([11],[12]).

Vyhláška č. 146/2008 Sb., o rozsahu a obsahu projektové dokumentace dopravních staveb stanoví rozsah a obsah projektové dokumentace pro letecké stavby, pro stavby drah a na dráze včetně zařízení na dráze, stavby dálnic, místních komunikací a veřejně přístupných účelových komunikací. V příloze č. 8, části B, odst. 3. této vyhlášky je zmiňován Geodetický koordinační výkres, což je samostatný situační výkres se zákresem os a s vyznačením staničení, hlavních bodů komunikací a vytyčovací sítě včetně jejich souřadnic. Tento výkres je vyhotovován pouze v případě, že projektová dokumentace neobsahuje geodetickou dokumentaci jako zvláštní přílohu projektové dokumentace.

3.2 Základní údaje a technický popis stavby SO 101 KOMUNIKACE a SO 201 MOST

Jednalo se o rekonstrukci části silnic III/3507 a III/3508. Stavba zahrnovala úseky délky 159,45 m (Hlavní trasa) a 32,85m (trasa Kříž), začínala těsně nad kapličkou na konci obce Havlíčkova Borová a končila křižovatkou s III/3508.

Trasa komunikace se skládala z přímých úseků a kruhových oblouků o poloměrech R=1000 m a R=1700 m. Vozovka v návrhu obsahovala dva jízdní pruhy pro přímé směry šířky 3,00 m s vodícími proužky šířky 0,25 m a nezpevněné krajnice 0,75 m. Příčný sklon vozovky přímé byl stanoven jako střechovitý 2,0%, v obloucích jednostranný v rozmezí hodnot 4,0 – 5,5%. Další technické údaje stavebních objektů popisuje [6].

Mostní objekt byl navržen jako monolitická železobetonová rámová konstrukce o jednom poli s konstantní šířkou a šikmostí opěr. Šířkové uspořádání na mostě odpovídalo kategorii S 7,5/50 s šířkou mezi římsami 7,5 m. Římsy byly na mostě navrženy v šířce 0,75 m. Další parametry mostní konstrukce byly: délka přemostění 6,00 m, délka mostu 19,00 m, délka nosné konstrukce 7,20 m, šířka nosné konstrukce 8,50, výška mostu 4,06 m, plocha mostu 45 m^2, normální zatížitelnost mostu 32 t. Založení mostního objektu bylo plošné na plošných železobetonových základových pásech s podkladním betonem a podkladní štěrkopískovou vrstvou. Na mostním objektu byly osazeny železobetonové římsy podél komunikace a na nich bylo osazeno mostní zábradelní svodidlo. Výzkumem přetvoření ohýbaných železobetonových prvků se věnuje např. [7]. Hlavní trasa komunikace byla v prostoru mostního objektu navržena v ose mostu v přímém úseku.

3.3 Geodetické činnosti při přípravě stavby

Přípravné práce stavby komunikace a mostního objektu zahrnovaly v tomto konkrétním případě studium projektové dokumentace stavby a rekognoskaci terénu. Po prostudování projektových podkladů, jejichž součástí byl jak výkres koordinační situace stavby, tak geodetický koordinační výkres, bylo zjištěno, že stávající měřická síť, která byla použita pro zaměření podkladu pro projekt nelze z hlediska nevyhovující požadované přesnosti, viditelnosti a dostupnosti bodů měřické sítě použít. Z těchto důvodů bylo nutné vybudovat novou vytyčovací síť.

Zaměření bodů vytyčovací sítě proběhlo technologií GNSS přístrojem TRIMBLE R6 metodou RTK (Real Time Kinematic). Body sekundárního systému (CHB, HB) byly zaměřeny klasickým

(terestrickým) měřením a to polární metodou. Primární i sekundární systém pak byl vyrovnán metodou nejmenších čtverců (MNČ).

Výsledkem vyrovnání byly vyrovnané souřadnice (x, y) bodů vytyčovací sítě a informace o dosažené aposteriorní přesnosti. Přesnost v určení polohy bodů vytyčovací sítě je charakterizována výběrovou směrodatnou souřadnicovou odchylkou s_{xyP} získanou z vyrovnání primární vytyčovací sítě. V tomto případě bylo dosaženo:

$$s_{xyP} \leq 0{,}004\,\mathrm{m}. \tag{1}$$

Vypočtená přesnost primární vytyčovací sítě musí vyhovovat mezním vytyčovacím odchylkám vytyčení prostorové polohy stavby. Tyto odchylky jsou závazně stanoveny českou technickou normou ČSN 730420-2 [12]. Je však nutné nezaměňovat charakteristiky přesnosti prostorové polohy s přesností vytyčovací sítě. Přesnost prostorové polohy je vztah sekundárního systému objektu vzhledem k primárnímu systému a zahrnuje přesnost procesu (metodu) vytyčení od vytyčovací sítě, způsobu a tedy i přesnosti stabilizace jejich bodů a vnitřní přesnosti vytyčovací sítě.

Mezní hodnota rozdílů odchylek v souřadnicích X a Y sousedních hlavních bodů (HB) stavby pro pozemní komunikace je dána:

$$\delta_{xyP} \leq \pm 0{,}030\ \mathrm{m}. \tag{2}$$

Mezní souřadnicová odchylka pro mostní objekty v železobetonové rámové konstrukci je dána:

$$\delta_{xyP} \leq \pm 0{,}030\ \mathrm{m}. \tag{3}$$

Mezi požadovanou přesností, která je dána mezní souřadnicovou odchylkou δ_{xyP}, a dosaženou přesností, charakterizovanou výběrovou směrodatnou souřadnicovou odchylkou získanou z vyrovnání s_{xyP} musí být splněn vztah dle [11]:

$$\delta_{xyP} \geq u s_{xyP}, \tag{4}$$

kde u se volí 2,5.

Výše uvedený vztah byl splněn a tak byla požadovaná přesnost v určení polohy bodů primární ho systému dodržena. V případě malého počtu nadbytečných měření a tedy nedostatečně spolehlivé výběrové směrodatné odchylce je třeba použít jiné rozdělení pravděpodobnosti.

Nadmořské výšky bodů vytyčovací sítě byly určeny metodou geometrické nivelace, přesněji metodou technické nivelace. Měření nivelačního pořadu bylo rozděleno do nivelačních sestav tak, aby délka záměry nepřesahovala délku 50 m.

Přesnost měření převýšení nivelací je charakterizována mezní odchylkou rozdílu měření tam zpět δ_{xMh} [mm], a je dána vztahem:

$$\delta_{xMh} = k\sqrt{R}, \tag{5}$$

kde: k – je konstanta, pro technickou nivelaci $k = 20$ a

R – délka nivelačního pořadu [k m].

Směrodatná odchylka σ_h převýšení (průměr tam a zpět) je definována jako:

$$\sigma_h = \sigma_0\sqrt{R}, \tag{6}$$

kde: σ_0 - je kilometrová směrodatná odchylka obousměrné nivelace podle technické dokumentace nivelačního přístroje [m] a

R – délka nivelačního pořadu [k m].

Mezní odchylka v převýšení δ_{Mh} se vypočítá vztahem:

$$\delta_{Mh} = u\sigma_h, \tag{7}$$

kde: u – je součinitel konfidence a volí se $u = 2$

Mezní výšková vytyčovací odchylka, resp. vytyčovací výšková odchylka sousedních bodů HVB pro výše uvedenou primární vytyčovací síť.

$$\delta_{xM} = \pm 0{,}010 \text{ m}$$

která je stanovená v [12] byla dodržena. Pokud by podmínky stavby (velké převýšení a malý počet sestav) nedovolovaly použít uvedenou charakteristiku přesnosti je možné a vhodnější použít pro stanovení dosažené přesnosti charakteristiku, která určuje přesnost jedné nivelační sestavy vzhledem k počtu nivelačních sestav. Zpracováním dat a měřením v inženýrské geodézii se podrobně věnuje např. [5].

Dále bylo nutné vyhotovení vytyčovacího výkresu komunikace, který nebyl součástí realizační projektové dokumentace. Projektová dokumentace obsahovala pouze vytyčovací výkresy podrobného vytyčení mostního objektu. Jako podklad vytyčovacího výkresu byla použita projektová dokumentace situace stavby komunikace, do které byly vyneseny všechny objekty, které bylo nutné vytyčit s vyznačením bodů definujících jejich prostorovou polohu, hlavní body trasy, body vrcholového polygonu a body vytyčovací sítě. Takto vytvořený vytyčovací výkres komunikace dle [13] spolu s výkresy podrobného vytyčení mostního objektu byly základem pro vlastní vytyčovací práce na stavbě.

3.4 Geodetické práce v průběhu výstavby

První vytyčovací prací celé stavby bylo vytyčení obvodu staveniště. Předmětem vytyčení byly všechny lomové body obvodu stavby získané z digitální situace záborového elaborátu tak, aby okolní pozemky nebyly stavební činností zasaženy. Je však třeba rozlišovat dočasný a trvalý zábor stavby.

Po odstranění ornice v místech trvalého a dočasného záboru, odhumusování zářezových a násypových svahů a vybourání stávajících konstrukcí byly vytyčeny a příčně odsazeny obě paty svahů tak, aby mohly být budovány násypy podle příčných řezů projektové dokumentace. Osa komunikace pak byla vytyčována, po odstranění původních konstrukčních vrstev, ve staničení příčných řezů dle projektové dokumentace včetně charakteristických bodů obou tras od začátku úseků až po konec a to podle vytyčovacího výkresu. Vytyčené body trasy byly oboustranně odsazeny o 3,50 m a na nich byly signalizovány výšky jednotlivých konstrukčních vrstev vozovky.

Vytyčení mostního objektu se sestávalo z vytyčení spodní stavby mostu a vytyčení nosné konstrukce a říms mostního stavebního objektu. Vytyčovací práce začaly po demolici a odstranění stávajících konstrukcí mostu a převedením vody z vodního toku provizorním zatrubněním z PVC.

Vytyčené body spodní stavby mostu byly podélně a příčně odsazeny o 1 m, stabilizovány ocelovými tyčemi (1 m) a jejich výška byla určena trigonometrickou metodou. Výška pláně, výška štěrkového lože a výška podkladního betonu byla od hlav ocelových tyčí vynesena skládacím metrem, označena čárkou a přenesena na všechny body spodní stavby mostu technickou nivelací. Po betonáži podkladního betonu byly vytyčeny základové pásy konstrukce obou opěr a jejich stabilizace byla realizována ocelovými hřeby.

Všechny body byly vytyčeny dvakrát nezávisle a rozměr stavby byl ověřen metodou kontrolních oměrných. Kontrolním měřením bylo zjištěno, že dosažené odchylky nepřekročily povolenou mezní vytyčovací odchylku dle [12]. Protokol o vytyčení včetně dosažených odchylek byl předán zhotoviteli. Vytyčené a označené geometrické prvky půdorysné osnovy sloužily k umístění montovaného bednícího systému budoucí základové konstrukce. Po opatření základů penetračním nátěrem a po jeho obsypání a zhutnění terénu byla vytyčována další etapa výstavby mostu a to vytyčením bodů opěr.

Po dokončení spodní stavby mostu, která tvořila základ nosné konstrukce, vytyčovací práce pokračovaly vytyčením nosné konstrukce mostu a ověřením dodržení projektovaných geometrických

parametrů spodní stavby mostu. Podrobné body říms byly vytyčeny po dokončení betonáže nosné konstrukce.

Každá etapa vytyčení byla předána stavbyvedoucímu, řádně zapsána ve stavebním deníku, ověřena úředně oprávněných zeměměřickým inženýrem (ÚOZI) a protokolárně předána zhotoviteli. Podrobněji o postupu prací v [6].

3.5 Kontrolní měření stavby komunikace a stavby mostu

Podstatou kontrolního (ověřovacího) měření je prokázání splnění požadavků kladených na geometrickou přesnost dle [14]. Kontrolní měření může být prováděno jak v průběhu výstavby, tak po jejím ukončení a to periodicky nebo jednorázově a to buď kontrolou všech, nebo jen vybraných dílčích geometrických parametrů.

Předmětem kontrolního měření stavby komunikace bylo zaměření jednotlivých konstrukčních vrstev komunikace v jednotlivých staničeních daných projektem. První kontrolní měřenou vrstvou byla pláň, kde byla kontrolována odchylka projektové a skutečně realizované výšky. Další etapou bylo vytyčení osy komunikace ve stejném staničení s odsazením osy vlevo i vpravo a porovnání projektové a skutečně provedené výšky v příčném řezu. Takto bylo postupováno ve všech dalších staničeních i na dalších konstrukčních vrstvách předem určených ke kontrolnímu měření technickým dozorem investora. Výstavba jednotlivých konstrukčních vrstev byla ukončena vždy až tímto kontrolním měřením, které bylo protokolárně předáno technickému dozoru stavby. Protokol vždy obsahoval číselné a grafické výsledky měření a byl ověřen ÚOZI. Všichni účastníci výstavby tak měli potřebné informace o tom, že stavební práce probíhají s požadovanou, normovanou přesností. Všechna geodetická měření byla realizována z bodů primární vytyčovací sítě.

Vybrané geometrické parametry mostu podle požadavků technického dozoru investora byly kontrolovány dle (ČSN 73 0212-1 a ČSN 73 0212-4). Kontrolně byly změřeny: výška podkladního betonu základů obou opěr a dokončených opěr před betonáží nosné konstrukce, v kritických místech návaznosti jednotlivých konstrukcí. Kontrola geometrických parametrů základů byla jednak ověřena kontrolním měřením lomových bodů základů mimo styku s konstrukcí opěr a podruhé byla kontrolována výška základů vytyčením bodů při založení opěr v místě styku obou konstrukcí.

Další kontrolní měření proběhlo po odstranění bednění opěr a to zaměřením bodů v místě styku opěr a budoucí nosné konstrukce

Kontrolní měření bylo prováděno z bodů primárního systému a jeho výsledky prokázaly, že nebyla překročena mezní odchylka geometrického parametru pro jednotlivé stavební etapy stanovené standardy [11] a [12].

Význam kontrolního měření na stavbách bývá často podceňován a nebývá realizován třeba jen z nedostatku finančních prostředků nebo z časových důvodů. Ověřením správnosti vytyčených geometrických parametrů se však stavební organizace může vyhnout případným pozdějším komplikacím z hlediska tvaru, rozměru a umístění stavby do terénu, ale hlavně z hlediska její funkčnosti a využitelnosti.

3.6 Geodetická dokumentace skutečného provedení stavby

Stavbu je nutno dokumentovat jak po stránce stavební, tak po stránce geodetické. Podrobně o tom pojednává norma [14]. Podstatou je zaměření a zakreslení všech polohových a výškových změn do projektu podle skutečného provedení stavby.

Geodet zajišťuje geodetickými metodami polohové a výškové zaměření skutečného provedení dokončených objektů a terénních úprav. Důležitý je požadavek, aby podzemní vedení a objekty byly zaměřeny před záhozem**.**

Před zpracováním geodetické dokumentace skutečného provedení stavby byly nejprve důsledně zaměřeny všechny prvky polohopisu a výškopisu komunikace a viditelné části mostního objektu. Předmětem měření byly: pata a hrana násypu, okraj asfaltu, krajnice, osa komunikace, římsa mostu, svodidlo, zábradlí, opěrná gabionová zeď, svislé dopravní značení a odvodňovací zařízení. Pro potřeby vyhotovení geometrického plánu byly zaměřeny identické body pro následnou

transformaci do katastrální mapy a do mapy dřívější pozemkové evidence viz Vyhláška 26/2007 Sb., o zápisech vlastnických a jiných věcných práv k nemovitostem, ve znění pozdějších předpisů (katastrální vyhláška), § 70, odst. 5.

Geodetická dokumentace obsahovala číselné a grafické výsledky zaměření skutečné polohy a výšky stavebních objektů a terénních úprav v návaznosti na okolní situaci se zákresem do katastrální mapy, výsledky kontrolního měření geometrických parametrů v průběhu výstavby. Výkres komunikace byl vyhotoven v měřítku 1:500 a výkres mostního objektu v měřítku 1:50. Obsah dokumentace skutečného provedení stavby vymezuje Vyhláška 499/2006 Sb., o dokumentaci staveb, ve znění pozdějších předpisů v příloze č. 3 a Vyhláška ČÚZK č. 31/1995.

Dokumentace skutečného provedení stavby (DSPS) byla ověřena úředně oprávněným zeměměřickým inženýrem. Současně s vyhotovením DSPS byl vyhotoven i geometrický plán pro rozdělení pozemků trvale stavbou zabraných.

4 ZÁVĚR

Aktuálním problémem současnosti je nedostatek kompetencí při výkonu zeměměřických činností ve výstavbě. Vznikne-li potřeba zeměměřických činností ve stavebnictví, v zásadě to znamená, že se opírá o legislativu zeměměřictví a katastru. Dřívějším podstatným a zásadním pilířem výkonu zeměměřických činností ve výstavbě byla zákonem č. 200/1994 Sb. zrušená vyhláška č. 10/1974 Sb., o geodetických pracích ve výstavbě. Tato vyhláška, která jednoznačně ukládala účastníkům výstavby konkrétní povinnosti, byla ze strany účastníků výstavby s povděkem akceptována, protože vedla k systémovému pořádku a efektivnosti ve výstavbě na úrovni dokumentace staveb. Pravidla současné legislativy umožňují ukládat povinnosti výhradně formou zákona, kdy stavebnictví je legislativně řízeno zákonem č. 183/2006 Sb., o územním plánování a stavebním řádu (stavební zákon), ve znění pozdějších předpisů a zeměměřictví je samostatně upraveno zákonem č. 200/1994, Sb., o zeměměřictví, ve znění pozdějších předpisů. Podstatou problému je to, že ani jeden ze zákonů neupravuje výkon zeměměřických činností ve stavebnictví, tedy neukládá konkrétním účastníkům výstavby konkrétní povinnost při výkonu zeměměřických činností ve výstavbě.

Hlavním cílem autorů článku bylo podat klíčový přehled o zeměměřických činnostech z hlediska platných právních a technických předpisů a tyto pak prakticky aplikovat na skutečné realizaci liniového a mostního stavebního objektu. Vzhledem k výše uvedené problematice, a to nedostatečné legislativní opoře týkající se zeměměřických činností ve výstavbě, může být tento postup cenným vodítkem pro všechny účastníky výstavby ať už liniových, plošných objektů nebo objektů s prostorovou skladbou.

Geodet, stejně jako stavbyvedoucí a technický dozor investora stavby, je významnou součástí obrovského komplexu stavebních prací v procesu přípravy, realizace, dokončení stavby a to včetně kontrolního a ověřovacího měření prováděného buď během výstavby, nebo po jejím dokončení.

Při všech etapách výstavby SO 101 Komunikace a SO 201 Most byly dodrženy požadavky na přesnost stanovené v [11] a [12]. Každá etapa vytyčení byla fyzicky převzata stavbyvedoucím, řádně zapsána ve stavebním deníku, protokolárně předaná a ověřena úředně oprávněným zeměměřickým inženýrem.

Výsledkem zeměměřických činností byla vyhotovená geodetická dokumentace skutečného provedení stavby opět ověřená úředně oprávněným zeměměřickým inženýrem. Tato dokumentace pak byla součástí Dokumentace skutečného provedení stavby podle zákona 183/2006 Sb., o územním plánování a stavebním řádu (stavební zákon), ve znění pozdějších předpisů.

LITERATURA

[1] CIMBÁLNÍK, M.: *Geodetické referenční systémy v České republice.* [Monografie.] Praha, VÚGTK a VZÚ, s. 199I, SBN 80-85881-09-8: 1–18,.

[2] ČERNOHORSKÝ, J.; ŘEZNÍČEK, J.: Současné činnosti Zeměměřického úřadu v geodetických základech. *Geodetický a kartografický obzor,* ročník 53/95, č. 9, s. 196 – 201, 2007, ISSN 0016 - 7096

[3] DOUŠA, J.; FILLER, V.; ŠIMEK, J.; KOSTELECKÝ, J. JR.; KOSTELECKÝ, J.; NOVÁK, P.: Nová implementace ETRS89 v České republice: Kampaň EUREF-Czech-2009. *Geodetický a kartografický obzor*, ročník 57/99, č.2., s. 30- 41, 2011, ISSN 0016 - 7096

[4] GAŠINCOVÁ, S.; GAŠINEC, J.: Adjustment of Positional Geodetic Networks by Unconventional Estimations. *Acta Montanistica Slovaca*. 2010, vol. 15, no. 1, pp. 71-85. ISSN 1335-1788. Dostupné z: http://actamont.tuke.sk/pdf/2010/n1/14gasincova.pdf.

[5] HAMPACHER, M.; ŠTRONER, M.: *Zpracování a analýza měření v inženýrské geodézii*, Vyd. 1., Praha: České vysoké učení technické v Praze, 2011, 313 s., ISBN: 978-80-01-04900-6

[6] KOZLÍK, D.: *Geodetická část dokumentace skutečného provedení stavby Silnice III/3507 Havlíčkova Borová*, Ostrava: Vysoká škola báňská – Technická univerzita Ostrava, Hornicko-geologická fakulta, Institut geodézie a důlního měřictví, 2011, 45 s., 42 s. příloh. Vedoucí diplomové práce Ing. Hana Staňková, Ph.D.

[7] LEMBÁK, M.; VÁCLAVÍK, V.: Experimentální výzkum přetvoření ohýbaných železobetonových prvků. In *Sborník vědeckých prací VŠB - TU Ostrava, Řada stavební. Ostrava*: VŠB - TU Ostrava, 2004, pp. 87-103, ISSN 1213-1962

[8] STAŇKOVÁ, H.; P. ČERNOTA P.: A Principle of Forming and Developing Geodetic Bases in the Czech Republic. *Geodesy and Cartography,* Vilnius: Technica*,* 2010, vol. 36, no. 3 pp. 103-112, ISSN 1392-1541 print / ISSN 1648-3502 online

[9] ŠANDA, V.: K problematice technických předpisů. In: *Sborník přednášek ze semináře Aktuální problémy inženýrské geodézie 2012*, Brno: Český svaz geodetů a kartografů o.s., 2012, pp. 39-49 ISBN 978-80-02-02365-4

[10] WEISS, G., S. LABANT, E. WEISS E., L. MIXTAJ a H. SCHWARCZOVÁ.: Establishment of Local Geodetic Nets. *Acta Montanistica Slovaca*. 2009, vol. 14, no. 4., pp. 306-313, ISSN 1335-1788. Dostupné z: http://actamont.tuke.sk/ams2009.html

[11] ČSN 730420-1. *Přesnost vytyčování staveb: Část 1: Základní požadavky*. Praha: ČNI, 2002.

[12] ČSN 730420-2. *Přesnost vytyčování staveb: Část 2: Vytyčovací odchylky*. Praha: ČNI, 2002

[13] ČSN 01 3419. *Vytyčovací výkresy staveb*. Praha: ČNI, 1987.

[14] ČSN ISO 4463-3. *Měřící metody ve výstavbě - Vytyčování a měření: Část 3: Kontrolní seznam geodetických a měřických služeb.* První vydání 1995-12-15. Praha: ČNI, 1999

[15] Zákon č. 344/1992 Sb., o katastru nemovitostí České republiky (katastrální zákon), ve znění pozdějších předpisů.

[16] Zákon č. 139/2002 Sb., o pozemkových úpravách a pozemkových úřadech, ve znění pozdějších předpisů.

[17] Zákon č. 229/1991 Sb., o úpravě vlastnických vztahů k půdě a jinému zemědělskému majetku, ve znění pozdějších předpisů

Oponentní posudek vypracoval:

Doc. Ing. Martin Štroner, Ph.D., Katedra speciální geodézie, Fakulta stavební, ČVUT v Praze.

Ing. Jiří Bureš, Ph.D., Ústav geodézie, Fakulta stavební, VUT v Brně.

Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské - Technické univerzity Ostrava
číslo 2, rok 2012, ročník XII, řada stavební
článek č. 30

Petr JANAS[1], Martin KREJSA[2] a Vlastimil Krejsa

STATISTICKÁ ZÁVISLOST VSTUPNÍCH VELIČIN V METODĚ POPV

STATISTICAL DEPENDENCE OF INPUT VARIABLES IN DOPROC METHOD

Abstrakt

V pravděpodobnostních úlohách jsou často vstupní náhodné proměnné veličiny statisticky závislé. Tato skutečnost by se měla v korektních výpočetních postupech respektovat. Statistická závislost může být vyjádřena např. korelačním koeficientem, resp. korelační maticí. V případě nově vyvíjené metody Přímého Optimalizovaného Pravděpodobnostního Výpočtu (zkráceně POPV), lze statisticky závislé veličiny vyjádřit pomocí tzv. vícerozměrných histogramů, které lze využít např. při pravděpodobnostních výpočtech a posudku spolehlivosti s využitím programového systému ProbCalc.

Klíčová slova

Přímý Optimalizovaný Pravděpodobnostní Výpočet, POPV, náhodná proměnná, statistická závislost, pravděpodobnost, dvojný histogram, HistAn2D, trojný histogram, HistAn3D.

Abstract

In probabilistic tasks are often input random variables statistically dependent. This should be the correct computational procedures followed. In the case of newly developed Direct Optimized Probabilistic Calculation (DOProC), can be statistically dependent variables expressed by the so-called multidimensional histograms, which can be used e.g. for probabilistic calculations and reliability assessment using the program system ProbCalc.

Keywords

Direct Optimized Probabilistic Calculation, DOProC, random variable, statistical dependence, probability, double histogram, HistAn2D, triple histogram, HistAn3D

1 ÚVOD

Pravděpodobnostní metoda Přímého Optimalizovaného Pravděpodobnostního Výpočtu (dále jen zkráceně POPV) je vyvíjena od roku 2002 a podrobně již byla popsána v mnoha publikacích (např. [3, 4, 8]). V metodě POPV byla pozornost zadávání statistické závislosti vstupních náhodných veličin věnována již např. v [15]. Bádání v této oblasti nakonec vedlo k algoritmu pro tvorbu vícerozměrných histogramů statisticky závislých proměnných. Navržený postup umožňuje korektně rozšířit možnosti metody POPV i pro výpočty se statisticky závislými proměnnými vstupními veličinami (jako např. v [9, 10, 11, 14, 17, 18]), které do pravděpodobnostního výpočtu vstupují vedle náhodných veličin statisticky nezávislých.

[1] Doc. Ing. Petr Janas, CSc., Katedra stavební mechaniky, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava-Poruba, tel.: (+420) 597 321 308, e-mail: petr.janas@vsb.cz.

[2] doc. Ing. Martin Krejsa, Ph.D., 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.

Vícerozměrný histogram statisticky závislých proměnných vstupuje do výpočtu jako celek a umožňuje pro každý jeho interval (třídu) současně generovat s odpovídající nenulovou pravděpodobností hodnoty závislých proměnných, které daný interval identifikují.

2 TEORETICKÝ ROZBOR PROBLEMATIKY

Klasický histogram A má na jedné ose třídy a_j s omezeními $a_{\min}$ a $a_{\max}$ a na druhé ose zpravidla pravděpodobnost p_{aj} výskytu dané třídy a_j. Součet pravděpodobností výskytu všech tříd a_j histogramu pak je $\sum p_{aj} = 1$. Ve dvojném histogramu dvou náhodných veličin Z_1 a Z_2 je veličina z_1 omezena opět hodnotami $z_{1,\min}$ a $z_{1,\max}$ a veličina z_2 podobně hodnotami $z_{2,\min}$ a $z_{2,\max}$. Ty lze rozdělit s krokem Δz_1 na N_1 intervalů pro náhodné veličiny Z_1, případně krokem Δz_2 na N_2 intervalů pro náhodné veličiny Z_2. Počty intervalů jsou dány:

$$N_1 = \frac{z_{1,\max} - z_{1,\min}}{\Delta z_1} \tag{1}$$

a

$$N_2 = \frac{z_{2,\max} - z_{2,\min}}{\Delta z_2} \ . \tag{2}$$

Je-li vstupní veličina z_1 v j-té třídě $z_{1,j}$ může teoreticky z_2 nabývat současně hodnot $z_{2,1}$, $z_{2,2}$, … , $z_{2,j}$, … , $z_{2,N2}$, tj. celkem N_2 hodnot. Dvojný histogram náhodných veličin z_1 a z_2 může tedy obsahovat celkem $N_1 \cdot N_2$ tříd. Třída je v daném případě určena dvěma hodnotami a to: $z_{1,j}$ a $z_{2,j}$, a dále pravděpodobností odpovídající výskytu této třídy $p_{z,1,j,z,2,j}$. Opět bude platit $\sum p_{z,1,j,z,2,j} = 1$. Počet tříd s nenulovou pravděpodobností ve dvojném histogramu může dosáhnout součinu $N_1 \cdot N_2$. Budou-li náhodné veličiny závislé, pak počet tříd v histogramu s nenulovou pravděpodobností může být podstatně menší, než je součin $N_1 \cdot N_2$, což sice neplatí obecně, parametrické výpočty se statisticky závislými vstupními veličinami však toto tvrzení potvrzují (viz dále).

Výskyt intervalů s nulovou pravděpodobností je pro výpočty metodou POPV podstatným faktorem, neboť třídy s nulovou pravděpodobností výskytu není nutné v případě dvojného příp. vícerozměrného histogramu ukládat. Počet tříd T_C v takovém histogramu bude tedy odpovídat počtu tříd s nenulovou pravděpodobností výskytu. Každé třídě T_s pak odpovídá určitá pravděpodobnost výskytu p_{Ts} všech náhodných veličin, které se v dané třídě vyskytují. Jedná-li se o dvojný histogram, pak ve třídě T_s se vyskytují proměnné náhodné veličiny $z_{1,Ts}$ a $z_{2,Ts}$, přičemž uváděné hodnoty jsou charakterizovány střední hodnotou příslušného intervalu.

Pro případ, že do pravděpodobnostního výpočtu bude vstupovat M náhodných veličin, pak vícerozměrný histogram těchto náhodných veličin bude mít maximálně $T_M = N_1 \cdot N_2 \cdot \ldots \cdot N_m \cdot \ldots \cdot N_{M-1} \cdot N_M$ tříd. Vzhledem ke skutečnosti, že se ve většině případů jedná o závislé veličiny, počet nenulových tříd bude zpravidla:

$$T_C << T_M \ . \tag{3}$$

Podkladem pro tvorbu vícerozměrného histogramu M závislých náhodných veličin jsou prvotní data zjištěná měřením, pozorováním apod. Pro každou náhodnou veličinu z_n se určí počet intervalů N_n, přičemž každá náhodná veličina může mít počet intervalů rozdílný. Celkový počet tříd (včetně nulových), které mohou být vytvořeny ze zvoleného počtu intervalů pro každou závislou náhodnou vstupní veličinu, bude T_M. Tento počet se sníží vyloučením tříd s nulovou pravděpodobností na T_C.

Prvotní data náhodných veličin je nezbytné testovat, jsou-li statisticky závislá. K tomu lze využít například Pearsonův korelační koeficient, Spearmanův koeficient pořadové korelace nebo Kendallův koeficient korelace [13]. Koeficient korelace prvotních dat by měl odpovídat koeficientu korelace, získaného po sestavení odpovídajícího histogramu. Jak ukázaly analýzy, je tato skutečnost závislá na zvoleném počtu tříd každé náhodné vstupní veličiny. Se zvětšováním počtu tříd koeficient korelace konverguje k hodnotě koeficientu korelace prvotních dat.

Při stejném intervalu pro danou závislou náhodnou veličinu z_n, bude velikost kroku Δz_n daná vztahem:

$$\Delta z_n = \frac{z_{\max} - z_{\min}}{N_n} \ . \tag{4}$$

Každému intervalu bude odpovídat střední (průměrná) hodnota intervalu proměnné z_n, která je dále označená $z_{n,p}$. Výpočet těchto hodnot je jednoduchý, neboť platí:

$$z_{n,p,1} = z_{\min} + \frac{\Delta z_n}{2}, \ z_{n,p,2} = z_{n,p,1} + \Delta z_n \ , \cdots$$

$$\cdots , \ z_{n,p,m} = z_{n,p,m-1} + \Delta z_n \ , \cdots , \ z_{n,p,M} = z_{n,p,M-1} + \Delta z_n \ . \tag{5}$$

Závislá vstupní veličina z_1, která bude rozdělena ve vícerozměrném histogramu do N_1 intervalů, bude ve vícerozměrném histogramu v prvním intervalu celkem v $N_2 \cdot ... \cdot N_m \cdot \ldots \cdot N_{M\text{-}1} \cdot N_M = T_M / N_1$ třídách. Podobně tomu bude i ve všech intervalech závislé vstupní veličiny z_i. Pro další výpočet je vhodné určit pořadí třídy, a to jednak pro vícerozměrný histogram neredukovaný, ve kterém budou třídy i s nulovou pravděpodobností a dále vícerozměrný histogram redukovaný, v němž vystupují pouze třídy s nenulovou pravděpodobností. Neredukovaný histogram bude mít celkem T_M tříd, redukovaný pouze T_c tříd.

Zařazení každé skupiny náhodných závislých proměnných do globálního neredukovaného vícerozměrného histogramu lze provést výpočtem čísla (pořadí) odpovídající třídy P v neredukovaném histogramu jednoduchým výpočtem:

$$P = a_1 \cdot N_2 \cdot \ldots \cdot N_m \cdot \ldots \cdot N_{M-1} \cdot N_M + a_2 \cdot N_3 \cdot \ldots \cdot N_m \cdot \ldots \cdot N_{M-1} \cdot N_M +$$

$$+ a_3 \cdot N_4 \cdot \ldots \cdot N_m \cdot \ldots \cdot N_{M-1} \cdot N_M + \ldots + a_M \ . \tag{6}$$

Ve vztahu (6) jsou koeficienty a_1, a_2, a_3 , … , a_M dány vztahem:

$a_1 =$ celá část podílu $\frac{z_{1,s,k} - z_{1,\min}}{\Delta z_1}$, příp. $a_1 = \frac{z_{1,s,k} - z_{1,\min}}{\Delta z_1} - 1$, je-li $\frac{z_{1,s,k} - z_{1,\min}}{\Delta z_1}$ číslo celočíselného typu integer.

Obdobně platí:

$a_2 =$ celá část podílu $\frac{z_{2,s,k} - z_{2,\min}}{\Delta z_2}$, příp. $a_2 = \frac{z_{2,s,k} - z_{2,\min}}{\Delta z_2} - 1$, je-li $\frac{z_{12s,k} - z_{2,\min}}{\Delta z_2}$ číslo celočíselného typu integer, atd.

Pro a_M platí:

$$a_M = \text{celá část podílu } \frac{z_{m,s,k} - z_{m,\min}}{\Delta z_m} + 1 \ .$$

Stejné pořadí může mít i několik skupin prvotních dat náhodných závislých vstupních veličin. Některá pořadí, a u závislých náhodných proměnných je jich podstatná část, se nebudou reálně vůbec vyskytovat. Pravděpodobnost výskytu dané třídy je dána podílem součtu výskytu stejných pořadí k součtu celkového počtu skupin náhodných nezávislých vstupních veličin.

Znalost koeficientů a_1, a_2, a_3 , … , a_M pro příslušné pořadí P třídy v globálním histogramu (koeficienty lze z pořadí P také určit) umožňuje určit hodnoty středních hodnot závislých vstupních veličin třídy s odpovídajícím pořadím. Pro třídu s pořadím P v globálním neredukovaném histogramu náleží odpovídající hodnoty těchto koeficientů a pro příslušné střední hodnoty této třídy platí:

$$z_{1,p} = z_{1,\min} + \Delta z_1 \cdot \left(a_1 + \frac{1}{2} \right), \ z_{2,p} = z_{2,\min} + \Delta z_2 \cdot \left(a_2 + \frac{1}{2} \right) \ , \cdots$$

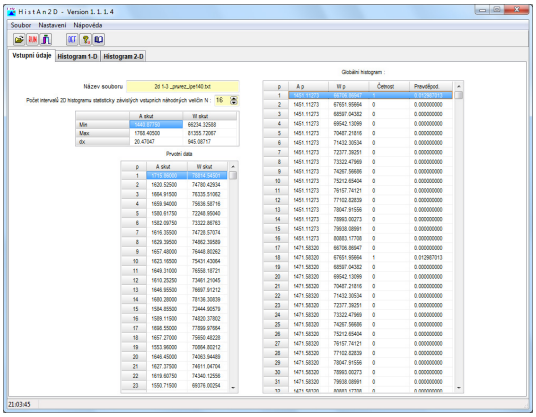
$$\cdots , \ z_{M-1,p} = z_{M-1,\min} + \Delta z_{M-1} \cdot \left(a_{M-1} + \frac{1}{2} \right), \ z_{M,p} = z_{M,\min} + \Delta z_M \cdot \left(a_M - \frac{1}{2} \right) \ . \tag{7}$$

Závěrem nutno podotknout, že soubory náhodných závislých vstupních veličin pro pravděpodobnostní výpočty lze ve formě vícerozměrných histogramů graficky znázorňovat v případě, že se jedná o dvě závislé vstupní veličiny. Je-li závislých vstupních veličin více, pak jejich grafické znázornění není možné.

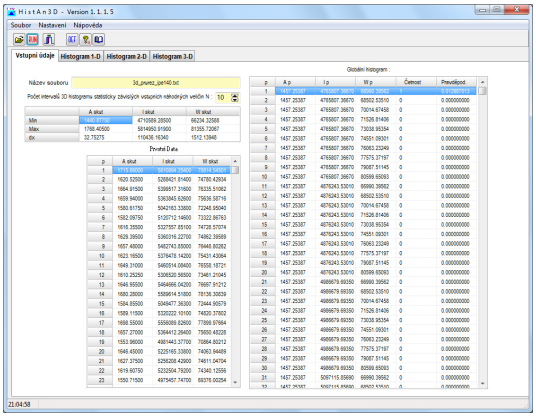
Dále je vhodné říci, že i nezávislé náhodné vstupní veličiny lze do výpočtu zadávat formou dvojných či vícerozměrných histogramů. Díky této okolnosti není nezbytné definovat kritéria, podle kterých jsou vstupní data jednoznačně rozdělena na statisticky závislá a nezávislá. Předpokládá-li se však, že vstupní data mohou být statisticky závislá, při výpočtu by se měla tato závislost respektovat. Výpočetní algoritmus metody POPV umožňuje provést výpočet jak se statisticky nezávislými náhodnými vstupními veličinami, tak s daty, u kterých se předpokládá možná statistická závislost.

3 PROGRAMY HISTAN2D A HISTAN3D

Při aplikaci výše uvedeného postupu byla analyzována prvotní data průřezových charakteristik válcovaných profilů IPE 140 podle údajů publikovaných v [16]. K tvorbě dvojných a trojných histogramů, vyjadřujících statistickou závislost mezi dvěma, resp. mezi třemi náhodně proměnnými veličinami pak byly využity speciálně vytvořené aplikace HistAn2D [6] a HistAn3D [7] (viz obr. 1, resp. obr. 2).



Obr. 1: Pracovní plocha programu HistAn2D pro analýzu statistické závislosti dvou náhodných veličin a tvorbu dvojných histogramů



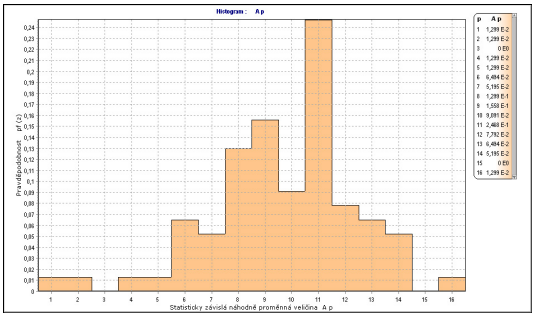
Obr. 2: Pracovní plocha programu HistAn3D pro analýzu statistické závislosti tří náhodných veličin a tvorbu trojných histogramů

Po načtení textového souboru se statisticky závislými prvotními daty je pak nutno zadat již jen počet intervalů (tříd) vytvářeného dvojného, resp. trojného histogramu. Programy umožňují u každé náhodné proměnné zobrazit jak jednoduchý histogram s neparametrickým (empirickým) rozdělením pravděpodobnosti (obr. 3 a obr. 4), tak i požadovaný vícerozměrný histogram vyjadřující statistickou závislost mezi sledovanými veličinami. Dvojný histogram pak lze graficky zobrazit (viz obr. 6). Při jeho tvorbě byla prvotní data rozdělena do 16^2 intervalů. Pokud by byl dvojný histogram sestrojen z histogramu průřezové plochy A (obr. 3) a z histogramu průřezového modulu W_y (obr. 4), tedy ze dvou statisticky nezávislých veličin, pak dvojný histogram těchto veličin by odpovídal grafu na obr. 5, který se od dvojného histogramu dvou závislých veličin na obr. 6 podstatně liší.

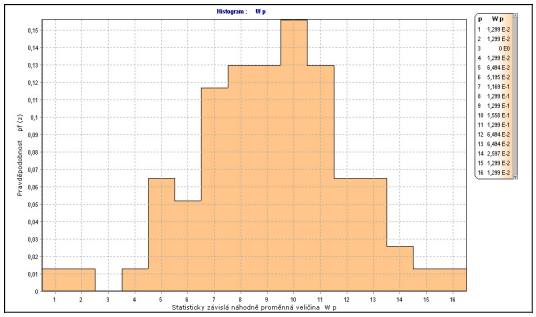
Zobrazení trojného histogramu již možné není (jak již bylo konstatováno v závěru předchozí kapitoly), program HistAn3D ale umožňuje jeho zobrazení po vrstvách.

Pro prvotní data a také pro dvojné histogramy závislých vstupních dat s různými počty intervalů byly vypočteny korelační koeficienty podle Pearsona i Spearmana (viz tab. 1). Je zřejmé, že hodnoty korelačních koeficientů dvojných histogramů se liší a se zvyšujícím se počtem intervalů jejich velikost konverguje k hodnotám korelačních koeficientů prvotních dat, což je graficky znázorněno na obr. 7 a 8. Při aplikaci výpočetního postupu se statisticky závislými vstupními veličinami (viz kap. 4) bylo při tvorbě dvojného histogramu zvoleno 16^2 intervalů, neboť vypočtené

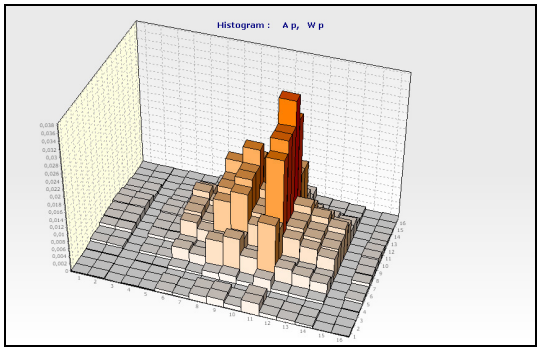
hodnoty koeficientů korelace se již pro tento počet intervalů podstatně neliší od hodnot koeficientů korelace prvotních dat (viz obr. 7 a 8).



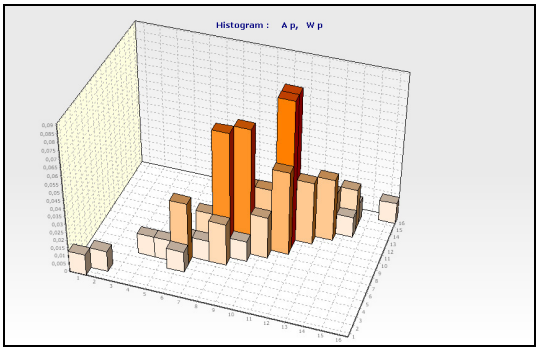
Obr. 3: Histogram průřezové plochy A



Obr. 4: Histogram průřezového modulu W_y



Obr. 5: Graf chování dvou nezávislých náhodných veličin - průřezové plochy A a průřezového modulu W_y



Obr. 6: Dvojný histogram pro dvě statisticky závislé veličiny - průřezovou plochu A a průřezový modul W_y

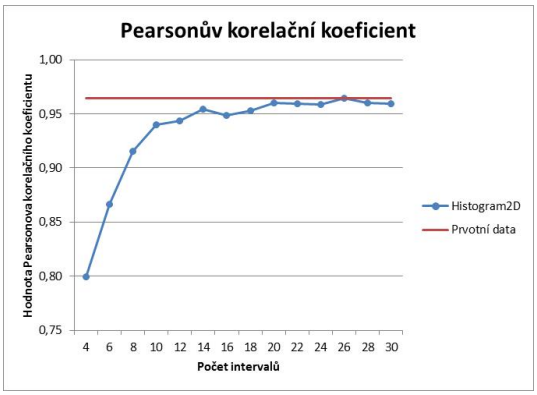
Tab.1: Korelační koeficienty dvojných histogramů s různými počty intervalů (Pearsonův korelační koeficient pro prvotní data je roven 0,96452015; Spearmanův koeficient pořadové korelace pro prvotní data se rovná 0,94989221)

Počet intervalů dvojného histogramu	*Pearsonův korelační koeficient*	*Spearmanův koeficient pořadové korelace*	*Počet intervalů dvojného histogramu*	*Pearsonův korelační koeficient*	*Spearmanův koeficient pořadové korelace*
$4^2 = 16$	0,79985097	0,79507798	$18^2 = 324$	0,95267109	0,94023800
$6^2 = 36$	0,86661900	0,86360377	$20^2 = 400$	0,96046634	0,94378886
$8^2 = 64$	0,91530000	0,91194405	$22^2 = 484$	0,95940904	0,94355084
$10^2 = 100$	0,93984931	0,92352904	$24^2 = 576$	0,95903334	0,94989866
$12^2 = 144$	0,94381175	0,93613068	$26^2 = 676$	0,96464064	0,95260826
$14^2 = 196$	0,95443331	0,93939308	$28^2 = 784$	0,96017017	0,94660574
$16^2 = 256$	0,94876401	0,93694950	$30^2 = 900$	0,95938019	0,94245225

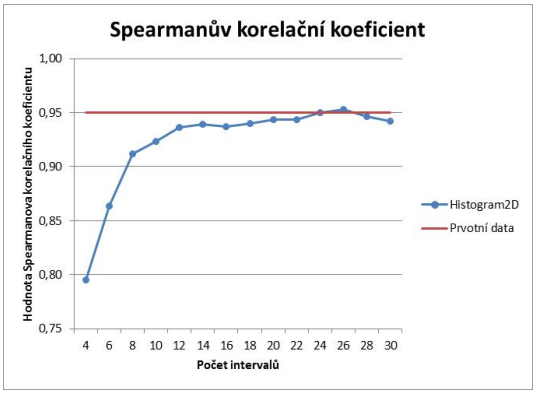
V tab. 2 jsou uvedeny počty tříd dvojných histogramů s nulovou pravděpodobností v závislosti na celkovém počtu intervalů. Lze pozorovat, že u dvojného histogramu z obr. 5 je počet tříd s nulovou pravděpodobností podstatně menší nežli u dvojného histogramu vytvořeného ze stejných

prvotních dat, považovaných ale za statisticky závislé (obr. 6). Tato skutečnost je zobrazena také v grafu na obr. 9.

Získané vícerozměrné histogramy mohou posloužit při vyjádření statistické závislosti vstupních náhodně proměnných veličin u pravděpodobnostních výpočtů, řešených metodou POPV, která byla implementována např. v programovém systému ProbCalc [2, 5].



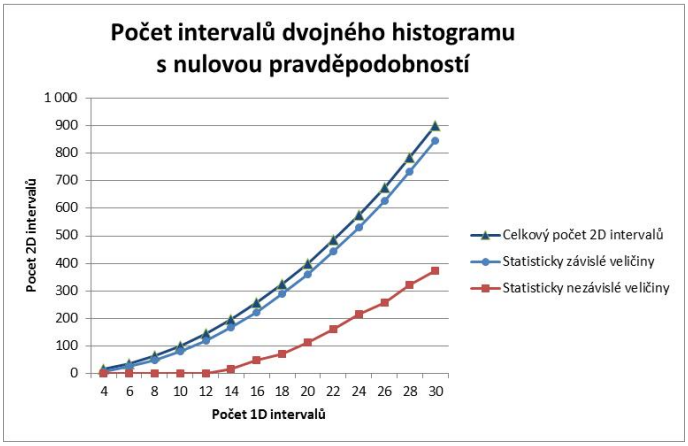
Obr. 7: Pearsonův korelační koeficient dvojného histogramu v závislosti na počtu intervalů



Obr. 8: Spearmanův koeficient pořadové korelace dvojného histogramu v závislosti na počtu intervalů

Tab.2: Počty tříd dvojných histogramů s nulovou pravděpodobností v závislosti na zvolených počtech intervalů při jejich tvorbě z prvotních dat

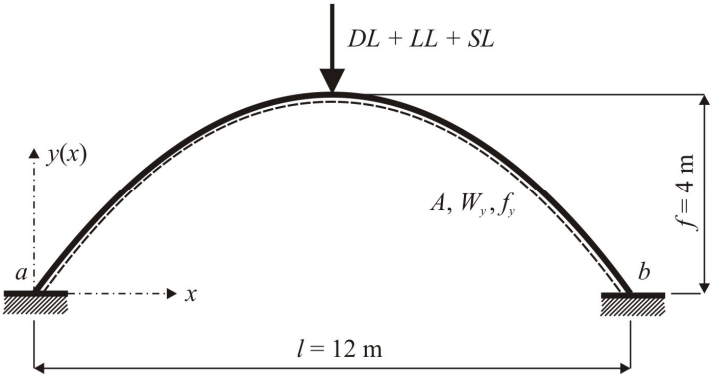
Počet intervalů dvojného histogramu	*Počet intervalů s nulovou pravděpodobností*		*Počet intervalů dvojného histogramu*	*Počet intervalů s nulovou pravděpodobností*	
	Statisticky závislé veličiny	*Statisticky nezávislé veličiny*		*Statisticky závislé veličiny*	*Statisticky nezávislé veličiny*
$4^2 = 16$	6	0	$18^2 = 324$	288	69
$6^2 = 36$	24	0	$20^2 = 400$	361	112
$8^2 = 64$	48	0	$22^2 = 484$	443	160
$10^2 = 100$	80	0	$24^2 = 576$	531	216
$12^2 = 144$	119	0	$26^2 = 676$	627	258
$14^2 = 196$	166	14	$28^2 = 784$	735	322
$16^2 = 256$	222	46	$30^2 = 900$	847	372



Obr. 9: Počet intervalů dvojného histogramu s nulovou pravděpodobností

4 APLIKACE VÝPOČETNÍHO POSTUPU SE STATISTICKY ZÁVISLÝMI VSTUPNÍMI VELIČINAMI

Pro názornost byl programem ProbCalc proveden pravděpodobnostní výpočet posudku spolehlivosti průřezu ve vrcholu elementárního oboustranně vetknutého parabolického oblouku, zatíženého ve vrcholu osamělým břemenem, jehož statické schéma je uvedeno na obr. 10.



Obr. 10: Statické schéma posuzované elementární konstrukce oboustranně vetknutého parabolického oblouku, zatíženého kombinací tří osamělých břemen ve vrcholu

Střednice posuzovaného parabolického oblouku v souřadnicovém systému z obr. 10 je definována křivkou s rovnicí:

$$y(x) = \frac{4.f.x}{l^2}.(l - x) \ , \tag{8}$$

kde f je vzepětí oblouku a l rozpětí oblouku (v daném případě je f = 4 m a l = 12 m).

Vlastní posudek je proveden s použitím interakčního vzorce:

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}}\right)^2 + \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \le 1 \ , \tag{9}$$

ve kterém figurují následující proměnné:

- Normálová síla v posuzovaném průřezu, která je daná vztahem:

$$N_{Ed} = -\frac{15.l.F}{64.f} \ , \tag{10}$$

- Ohybový moment v posuzovaném průřezu:

$$M_{Ed} = \frac{3}{64}.F.l \ , \tag{11}$$

- Únosnost v prostém tlaku:

$$N_{Rd} = f_y.A \ , \tag{12}$$

- Únosnost v ohybu:

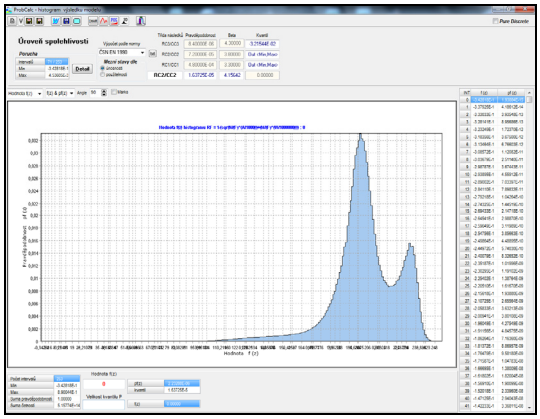
$$M_{Rd} = f_y.W_y \ . \tag{13}$$

Posudek spolehlivosti průřezu byl proveden výpočtem pravděpodobnosti poruchy P_f a jejím porovnáním s návrhovou pravděpodobností P_d, danou ČSN EN 1990. Pravděpodobnost poruchy P_f byla určena s pomocí funkce spolehlivosti RF:

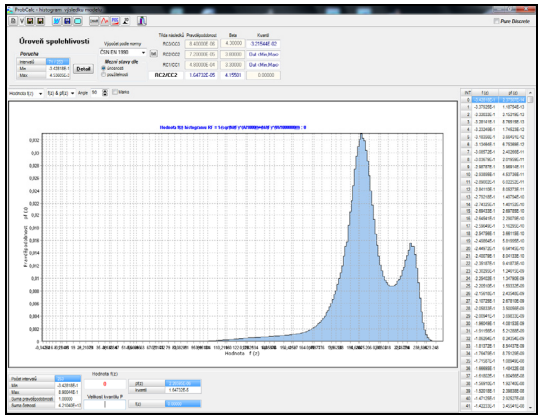
$$P_f = P(RF < 0) = P\left(1 - \left[\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}}\right)^2 + \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}\right] < 0\right) \ . \tag{14}$$

Samotné pravděpodobnostní posouzení spolehlivosti posuzované konstrukce bylo stanoveno pro náhodně proměnnou hodnotu meze kluzu f_y oceli S235 z [16], stálé zatížení (extrémní hodnota 8 kN, histogram DEAD1.dis), krátkodobé (extrémní hodnota 15 kN, histogram LONG1.dis) a dlouhodobé (extrémní hodnota 10 kN, histogram SHORT1.dis) nahodilé (proměnné) zatížení. (Histogramy pro vyjádření trojice náhodně proměnných složek zatížení byly převzaty z databáze histogramů odlehčené verze programu Anthill for Windows, verze 2.6, který je k dispozici na internetové adrese http://www.sbra-anthill.com/).

Pravděpodobnostní posouzení řešené konstrukce pak byl proveden ve vrcholu oblouku, kdy byly nejprve obě náhodné veličiny průřezové plochy A a průřezového modulu W_y uvažovány jako statisticky nezávislé (viz obr. 11), pak jako statisticky závislé (viz obr. 12) s použitím dvojného histogramu, který byl vytvořen z prvotních dat průřezových charakteristik válcovaných profilů IPE 140 podle údajů publikovaných v [16] postupem popsaným v kap. 2 pomocí programu HistAn2D [6], jak bylo uvedeno v kap. 3. U obr. 11 a 12 jsou uvedeny i výsledné hodnoty pravděpodobnosti poruchy P_f pro obě varianty pravděpodobnostního výpočtu.



Obr. 11: Histogram funkce spolehlivosti RF při pravděpodobnostním výpočtu se statisticky nezávislými průřezovými charakteristikami průřezové plochy A a průřezového modulu W_y. Pravděpodobnost poruchy $P_f = 1{,}637.10^{-5}$.



Obr. 12: Histogram funkce spolehlivosti RF při pravděpodobnostním výpočtu se statisticky závislými průřezovými charakteristikami průřezové plochy A a průřezového modulu W_y. Pravděpodobnost poruchy $P_f = 1{,}647.10^{-5}$.

Návrhové hodnoty pravděpodobnosti poruchy P_d (resp. indexu spolehlivosti β_d) se v současně platném normovém předpise ČSN EN 1990 "Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí" diferencují v závislosti od požadované úrovně spolehlivosti, druhů mezních stavů a předpokládané doby životnosti konstrukce T_d. Pro účely diferenciace spolehlivosti jsou v této normě doporučeny tři třídy následků CC1 až CC3 a tři související třídy spolehlivosti RC1 až RC3 s předepsanými hodnotami návrhové hodnoty pravděpodobnosti poruchy P_d a indexu spolehlivosti β_d. V obou případech řešené pravděpodobnostní úlohy vyhoví průřez posuzované konstrukce pro třídu spolehlivosti CC2/RC2 se středními následky s ohledem na ztráty lidských životů nebo značné následky ekonomické, sociální nebo pro prostředí, která odpovídá návrhové hodnotě pravděpodobnosti poruchy $P_d = 7{,}2.10^{-5}$ a indexu spolehlivosti $\beta_d = 3{,}8$.

Výsledná pravděpodobnost poruchy P_f při výpočtu se statisticky nezávislými průřezovými charakteristikami je poněkud menší než při výpočtu s uvažovanou statistickou závislostí mezi průřezovou plochou A a průřezovým modulem W_y. Pravděpodobnostní výpočet se vstupními statisticky nezávislými náhodnými veličinami, v případech, kdy statistická závislost vstupních náhodných proměnných veličin prokazatelně existuje, je obecně méně bezpečný. V daném příkladě není rozdíl pravděpodobnosti poruchy při výpočtu s průřezovými charakteristikami jako statisticky závislými a statisticky nezávislými veličinami příliš významný. Je to dáno tím, že uvažované

válcované profily jsou relativně přesně vyráběny a mají podstatně menší rozptyl geometrických a průřezových charakteristik než ostatní proměnlivé náhodné veličiny, které vstupují do výpočtu.

5 ZÁVĚR

V práci byl popsán algoritmus pro tvorbu vícerozměrných histogramů statisticky závislých proměnných, který lze uplatnit ve výpočtech pravděpodobnostní metodou POPV, např. s využitím programového systému ProbCalc. Tímto způsobem lze vyjádřit korelaci mezi náhodně proměnnými vstupními veličinami, jako např. u průřezových charakteristik, jak bylo popsáno v článku, nebo u pevnostních charakteristik (získaných např. [1, 12]).

Možnosti dalšího výzkumu v oblasti uplatnění statistické závislosti náhodně proměnných veličin v pravděpodobnostní metodě POPV ještě nejsou zcela vyčerpány. Dalším cílem bude např. stanovení korelačních koeficientů pro trojné histogramy nebo využití parametrických rozdělení pravděpodobnosti pro tvorbu vícerozměrných histogramů. Užitečné by bylo rovněž stanovit vztah předložené metody k lineární transformaci provedené např. pomocí Choleského rozkladu korelační matice, nebo k ortogonální transformaci využívající vlastní vektory a vlastní čísla korelační matice.

ZÁVĚREČNÁ POZNÁMKA

Uvedené postupy výpočtu metodou POPV se statisticky závislými vstupními proměnnými byly postupně implementovány do výpočtového systému ProbCalc, jehož odlehčenou verzi lze stáhnout na adrese http://www.fast.vsb.cz/popv, stejně jako odlehčené verze programů HistAn2D a HistAn3D pro tvorbu a analýzu dvojných a trojných histogramů, vyjadřujících statistickou závislost dvou a tří náhodně proměnných veličin.

PODĚKOVÁNÍ

Článek vznikl v rámci projektu, který byl realizován za finanční podpory z prostředků koncepčního rozvoje vědy, výzkumu a inovací pro rok 2012 přidělených VŠB-TU Ostrava Ministerstvem školství, mládeže a tělovýchovy České republiky.

LITERATURA

[1] ČAJKA, R., STARÁ, M., MATEČKOVÁ, P. a M. JANULÍKOVÁ. Experimentální zkouška zděného rohu: článek č. 5. *Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské - Technické univerzity Ostrava: řada stavební.* 2011, roč. 11, č. 2, s. 29-34 (6 s). ISSN 1213-1962.

[2] JANAS, P., KREJSA, M. a V. KREJSA. *Software ProbCalc [EXE] - Programový systém pro pravděpodobnostní posuzování spolehlivosti metodou POPV*. Autorizovaný software, Lite verze 1.1, 12,4 MB. Ev.č. 003/27-01-2009_SW. VŠB-TU Ostrava, 2008.

[3] JANAS, P., KREJSA, M. a V. KREJSA. Assessment Using Direct Determined Probabilistic Calculation: paper 72. In: *Proceedings of the Twelfth International Conference on Civil, Structural and Environmental Engineering Computing: CC 2009*, Funchal, Madeira, Portugal. Edited by B.H.V. Topping, L.F. Costa Neves and R.C. Barros. Kippen, Stirlingshire, Scotland: Civil-Comp Press, 2009, abstract (1 page), full paper (20 pages). ISBN 978-1-905088-31-7. Elsevier B.V., 2012. ISBN 978-190508830-0.

[4] JANAS, P., KREJSA, M. a V. KREJSA. Using the Direct Determined Fully Probabilistic Method (DDFPM) for determination of failure. In: *Proceedings of European Safety and Reliability Conference (ESREL 2009)*: *Reliability, Risk and Safety: Theory and Applications, Vols 1-3, Prague, Czech Republic, 2009*. Edited by Briš, Guedes Soares & Martorell. London: Taylor & Francis Group, 2010, p. 1467-1474 (8 pages). (set of 3 volumes + CD-ROM). ISBN 978-0-415-55509-8. ISI:000281188500203.

[5] JANAS, Petr, Martin KREJSA and Vlastimil KREJSA. Software Package ProbCalc from the Poin of View of a User: paper #10. *Transactions of the VŠB - Technical University of Ostrava*: *Construction Series* [online]. Warsaw, Poland: Versita, 2010, Volume 10, Issue 1, p. 1-11 (11 pages). ISSN 1804-4824 (Online); ISSN 1213-1962 (Print). DOI: 10.2478/v10160-010-0010-7.

[6] JANAS, P., KREJSA, M. a V. KREJSA. *Software HistAn2D [EXE] - Program pro tvorbu a analýzu dvojných histogramů, vyjadřujících statistickou závislost dvou náhodně proměnných veličin*. Autorizovaný software, Lite verze 1.1, 3,75 MB. Ev.č. 013/03-10-2012_SW. VŠB-TU Ostrava, 2012.

[7] JANAS, P., KREJSA, M. a V. KREJSA. *Software HistAn3D [EXE] - Program pro tvorbu a analýzu trojných histogramů, vyjadřujících statistickou závislost tří náhodně proměnných veličin*. Autorizovaný software, Lite verze 1.1, 3,75 MB. Ev.č. 014/03-10-2012_SW. VŠB-TU Ostrava, 2012.

[8] JANAS, P., ŠŇUPÁREK, R., KREJSA, M. a V. KREJSA. Designing of Anchoring Reinforcement in Underground Workings Using DOProC Method: paper #20. *Transactions of the VŠB - Technical University of Ostrava*: *Construction Series* [online]. Warsaw, Poland: Versita, 2010, Volume 10, Issue 2, p. 1-13 (13 pages). ISSN 1804-4824 (Online); ISSN 1213-1962 (Print). DOI: 10.2478/v10160-010-0020-5.

[9] KALA, Z. Sensitivity assessment of steel members under compression. *Engineering Structures*, Vol. 31, Issue 6, 2009, pp. 1344-1348 (5 p), ISSN 0141-0296, DOI: 10.1016/j.engstruct.2008.04.001.

[10] KRALIK, J. a T. VARGA. Probability and sensitivity analysis of fire resistance of a steel frame. *In Proceedings of International Conference on Computing, Communications and Control Technologies*, Vol. 5, 2004, pp. 65-68 (4 p). ISBN 980-6560-17-5, WOS: 000227983500013.

[11] MARDIA, K. V., Statistics of Directional Data. *Journal of the Royal Statistical Society Series B-Methodological*, Vol. 37, Issue 3, 1975, pp. 349-393 (45 p). ISSN 0035-9246.

[12] MELCHER, J., KALA, Z., HOLICKÝ, M., FAJKUS, M. a L. ROZLÍVKA. Design characteristics of structural steels based on statistical analysis of metallurgical products. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 60, Issue 3-5, 2004, pp. 795-808 (14 p). ISSN 0143974X, DOI: 10.1016/S0143-974X(03)00144-5.

[13] NELSEN, R. B., Correlation, regression lines, and moments of inertia. *American Statistician*, Vol. 52, Issue 4, 1998, pp. 343-345 (3 p), ISSN 0003-1305, DOI: 10.2307/2685438, WOS: 000076853500010.

[14] OWEN, A. B., Controlling correlations in Latin hypercube samples. *Journal of the American Statistical Association Theory and Methods*, Vol. 89, Issue 428, 1994, pp. 1517–1522 (6 p)

[15] RANDÝSKOVÁ, L. a P. JANAS. Pravděpodobnostní výpočty metodou PDPV se závislými náhodnými veličinami. In: *Sborník příspěvků 6. mezinárodní konference Nové trendy v statike a dynamike stavebných konštrukcií*. Bratislava: Stavebná fakulta STU v Bratislave, 2007, (11 s). ISBN 978-80-227-2732-7.

[16] ROZLÍVKA, L. a M. FAJKUS. Reálné pevnostní hodnoty konstrukčních ocelí a rozměrové úchylky válcovaných materiálů pro pravděpodobnostní posuzování spolehlivosti ocelových nosných prvků a konstrukcí metodou SBRA. In *Sborník referátů konference „Spolehlivost konstrukcí"*. Dům techniky Ostrava, Ostrava, 2003, ISBN 80-02-01551-7.

[17] VOŘECHOVSKÝ, M., Correlation control in small sample Monte Carlo type simulations II: Analysis of estimation formulas, random correlation and perfect uncorrelatedness. *Probabilistic Engineering Mechanics*, Vol. 29, 2012, pp. 105-120 (16 p), ISSN 0266-8920, DOI: 10.1016/j.probengmech.2011.09.004.

[18] VOŘECHOVSKÝ, M. a D. NOVÁK. Statistical correlation in stratified sampling. *Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering*, Vols 1 & 2, 2003, pp. 119-124 (6 p). ISBN: 90-5966-004-8, WOS: 000189453300017.

Oponentní posudek vypracoval:

Doc. Ing. Miroslav Vořechovský, Ph.D., Ústav stavební mechaniky, Fakulta stavební, VUT v Brně.

Prof. Ing. Briš Radim, CSc., Katedra aplikované matematiky, Fakulta elektrotechniky a informatiky, VŠB-TU Ostrava.

Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské - Technické univerzity Ostrava
číslo 2, rok 2012, ročník XII, řada stavební
článek č. 31

Anežka JURČÍKOVÁ[1], Miroslav ROSMANIT[2]

MOŽNOST VYUŽITÍ NUMERICKÉHO MODELOVÁNÍ PRO POSOUZENÍ ÚNOSNOSTI SVAŘOVANÉHO STYČNÍKU

THE POSSIBILITY OF USING NUMERICAL MODELING FOR ASSESSMENT OF WELDED JOINT LOAD-BEARING CAPACITY

Abstrakt

Jako námět této práce byl použit příklad ocelové příhradové konstrukce z praxe. Konkrétně byl zvolen styčník dolního pásu z HEA profilu a RHS mezipásových prutů, který je výjimečný tím, že se odchyluje od geometrických podmínek udávaných Eurokódem. Cílem práce je vytvoření numerického modelu, který bude dostatečně vystihovat skutečné chování takového styčníku a následné porovnání tohoto chování s tím, které je možné očekávat na základě posouzení dle normových vztahů.

Klíčová slova

Příhradová konstrukce, N-styčník, MKP, RHS, HEA.

Abstract

As the theme of this paper the practical example of the steel lattice structure was used. Specifically, the joint consisting of H-profile bottom chord and a RHS (Rectangular Hollow Section) brace members has been elected. This particular joint has an exceptional feature which is a deviation from the geometric conditions given by Eurocode. The aim is to create a numerical model that will adequately reflect the actual behavior of this type of joint as well as comparison of such behavior with that expected on the basis of assessment according to standardized formulas.

Keywords

Lattice structure, N-joint, FEM, RHS, HEA.

1 ÚVOD

I v dnešní době se pro různé typy staveb často navrhují ocelové příhradové konstrukce z dutých průřezů nebo z kombinace dutých a otevřených průřezů. Takové konstrukce jsou vhodné pro překonávání velkých rozponů a jejich použití má mnoho výhod (dvojose symetrický průřez, zkrácení vzpěrných délek, požadovaná únosnost při zachování subtilnosti konstrukce). Problematické je zde však řešení styčníků. Návrhové postupy, které udává Eurokód [1], jsou komplikované, obtížně kontrolovatelné a mají pouze omezené použití (geometrické podmínky, omezení materiálových charakteristik, pouze určité typy styčníků s danými způsoby zatížení).

Stále častěji se proto objevuje potřeba ověřit chování styčníků, které nevyhovují omezením daných Eurokódem a nelze je tedy přesně posuzovat na základě normových vztahů pro výpočet

[1] Ing. Anežka Jurčíková, Katedra stavební mechaniky, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava-Poruba, tel.: (+420) 597 321 391, e-mail: anezka.jurcikova@vsb.cz.

[2] Ing. Miroslav Rosmanit, Ph.D., Katedra konstrukcí, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava-Poruba, tel.: (+420) 597 321 398, e-mail: miroslav.rosmanit@vsb.cz.

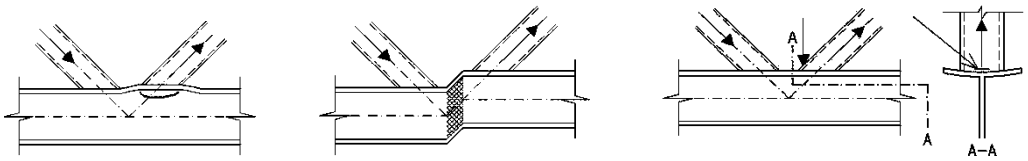
únosnosti styčníků. Pro tuto práci byl tedy vybrán příklad z praxe - zastřešení tvořené ocelovým příhradovým vazníkem s pásy z HEA profilů a s RHS mezipásovými pruty. Na této konstrukci byl navržen styčník, který vybočuje z mezí, které udává Eurokód pro použití základních vzorců pro výpočet únosnosti takového styčníku. Konkrétně jde o úhel napojení tažené diagonály na spodní pás, který je menší než 30°.

Cílem této práce bylo ověřit, zda lze chování takového styčníku, který nezapadá do podmínek daných normou, i přesto vystihnout pomocí zavedených normových postupů.

2 OČEKÁVANÉ ZPŮSOBY PORUŠENÍ STYČNÍKU DLE ČSN EN 1993-1-8

Norma [1] uvažuje u styčníků mezipásových prutů z CHS nebo RHS a pásů z průřezů I nebo H tyto způsoby porušení (Obr. 1.), viz také [2], nebo [3]:

- **Porušení stojiny pásu** zplastizováním, podrcením nebo ztrátou stability tvaru;
- **Porušení pásu smykem**;
- **Porušení mezipásového prutu** (trhliny ve svarech nebo mezipásových prutech)



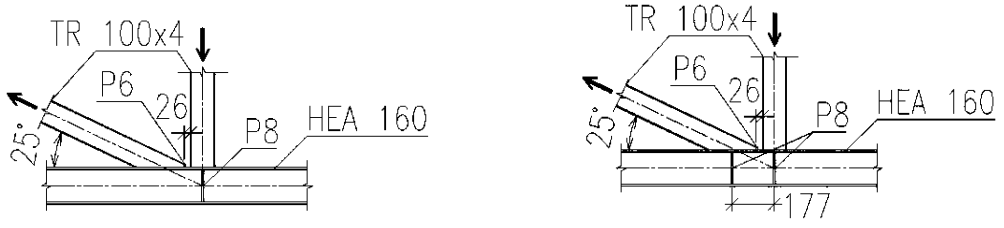
(a) (b) (c)

Obr. 1: (a) Porušení stojiny pásu; (b) Porušení pásu smykem; (c) Porušení mezipásového prutu

Eurokód ve vzorcích pro výpočet únosnosti pro jednotlivé typy porušení nijak nezohledňuje síly nebo napětí, která vznikají v sousedních prutech. Vychází se zde pouze z geometrie styčníku, z typů profilů a z hodnot mezí kluzu použitého materiálu. Z toho důvodu byly řešeny dva různé zatěžovací stavy, při kterých bylo porovnáváno chování styčníku, který byl zatížen pouze silou v tažené diagonále, a styčníku, který byl zatížen reálnými silami (tedy jak silou v tažené diagonále, tak tahovou silou v dolním pásu).

3 POSOUZENÍ ŘEŠENÉHO N-STYČNÍKU POMOCÍ NORMOVÝCH VZTAHŮ

U styčníku, který je předmětem řešení této práce, byly uvažovány dvě návrhové situace – první s výztuhou umístěnou jen pod tlačenou svislicí a druhá s přidanou výztuhou také pod taženou diagonálu. Geometrii styčníku a umístění výztuh lze vidět na Obr. 2.



(a) (b)

Obr. 2: Geometrie N styčníku pásu z HEA profilu a RHS mezipásových prutů
(a) První návrhová situace; (b) Druhá návrhová situace.

Ačkoliv styčník nesplňuje jednu z geometrických podmínek, které jsou uvedeny v normě, bylo provedeno orientační posouzení obou návrhových situací na základě normových vztahů. Jednalo se o posouzení tažené diagonály, která je více namáhána.

3.1 Normové vztahy pro posouzení tažené diagonály

1. Porušení stojiny pásu - vyboulení stěny

$$N_{1,Rd} = \frac{f_{y0} \cdot t_w \cdot b_w}{\sin \theta_1} / \gamma_{M5} \tag{1}$$

kde:

f_{y0} – mez kluzu materiálu dolního pásu [MPa],

h_1 – výška průřezu mezipásového prutu [mm],

t_w, t_f, t_1 – tloušťka stojiny a pásnice H/I průřezu a tloušťka stěny uzavřeného profilu [mm],

r – poloměr zaoblení H/I průřezu [mm],

θ_1 – úhel, který svírají připojené pruty [°],

γ_{M5} – součinitel bezpečnosti materiálu [1,0] a

$$b_w = \frac{h_1}{\sin \theta_1} + 5 \cdot (t_f + r) \le 2 \cdot t_1 + 10 \cdot (t_f + r) \tag{2}$$

2. Porušení pásu smykem

$$N_{1,Rd} = \frac{f_{y0} \cdot A_v}{\sqrt{3} \cdot \sin \theta_1} / \gamma_{M5} \tag{3}$$

kde:

A_0 – plocha průřezu dolního pásu [mm^2],

b_0 – šířka průřezu dolního pásu [mm],

g – mezera mezi mezipásovými pruty [mm],

$$A_v = A_0 - (2 - \alpha) \cdot b_0 \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f \tag{4}$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{1}{1 + \frac{4 \cdot g^2}{3 \cdot t_f^2}}} \tag{5}$$

3. Porušení mezipásového prutu

$$N_{1,Rd} = 2 \cdot f_{y,1} \cdot t_1 \cdot p_{eff} / \gamma_{M5} \tag{6}$$

kde:

f_{y1} – mez kluzu materiálu mezipásového prutu [MPa],

b_1 – šířka průřezu mezipásového prutu [mm] a

$$p_{eff} = t_w + 2 \cdot r + 7 \cdot t_f \cdot f_{y0} / f_{y1} \le b_1 + h_1 - 2 \cdot t_1 \tag{7}$$

4. Porušení mezipásového prutu s výztuhou

$$N_{1,Rd} = 2 \cdot f_{y,1} \cdot t_1 \cdot (b_{eff} + b_{eff,s}) / \gamma_{M5} \tag{8}$$

kde:

t_s – tloušťka výztuhy [mm],

a – účinná tloušťka svaru výztuhy [mm],

$$b_{eff} = t_w + 2 \cdot r + 7 \cdot t_f \cdot f_{y0} / f_{y1} \le b_1 + h_1 - 2 \cdot t_1 \tag{9}$$

$$b_{eff,s} = t_s + 2 \cdot a + 7 \cdot t_f \cdot f_{y0} / f_{y1} \le b_1 + h_1 - 2 \cdot t_1 \tag{10}$$

3.2 Dosazení skutečných hodnot a výsledné únosnosti

1. Porušení stojiny pásu - vyboulení stěny

$$b_w = \frac{100}{\sin 25°} + 5 \cdot (9+15) \le 2 \cdot 4 + 10 \cdot (9+15)$$

$$b_w = 355mm \le 248mm \Rightarrow \text{rozhoduje } \underline{248mm}$$

$$N_{1,Rd} = \frac{355 \cdot 6 \cdot 248}{\sin 25°} / 1{,}0 = 1240 \cdot 10^3 N = \underline{\underline{1240kN}}$$

2. Porušení pásu smykem

$$\alpha = \sqrt{\frac{1}{1 + \frac{4 \cdot 26^2}{3 \cdot 9^2}}} = \underline{0{,}287} \qquad A_v = 3877 - (2 - 0{,}287) \cdot 160 \cdot 9 + (6 + 2 \cdot 15) \cdot 9 = \underline{1734mm^2}$$

$$N_{1,Rd} = \frac{355 \cdot 1734}{\sqrt{3} \cdot \sin 25°} / 1{,}0 = 769{,}3 \cdot 10^3 N = \underline{\underline{769{,}3kN}}$$

3. Porušení mezipásového prutu - první návrhová situace

$$p_{eff} = 6 + 2 \cdot 15 + 7 \cdot 9 \cdot 355 / 355 \le 100 + 100 - 2 \cdot 4 \quad \Rightarrow \quad p_{eff} = \underline{99mm} \le 192\,mm$$

$$N_{1,Rd} = 2 \cdot 355 \cdot 4 \cdot 99 / 1{,}0 = 281{,}2 \cdot 10^3 N = \underline{\underline{281{,}2kN}}$$

4. Porušení mezipásového prutu s výztuhou - druhá návrhová situace

$$b_{eff} = 6 + 2 \cdot 15 + 7 \cdot 9 \cdot 355 / 355 \le 100 + 100 - 2 \cdot 4 \quad \Rightarrow \quad b_{eff} = \underline{99mm} \le 192\,mm$$

$$b_{eff,s} = 8 + 2 \cdot 4 + 7 \cdot 9 \cdot 355 / 355 \le 100 + 100 - 2 \cdot 4 \quad \Rightarrow \quad b_{eff,s} = \underline{79mm} \le 192\,mm$$

$$N_{1,Rd} = 2 \cdot 355 \cdot 4 \cdot (99 + 79) / 1{,}0 = 505{,}5 \cdot 10^3 N = \underline{\underline{505{,}5kN}}$$

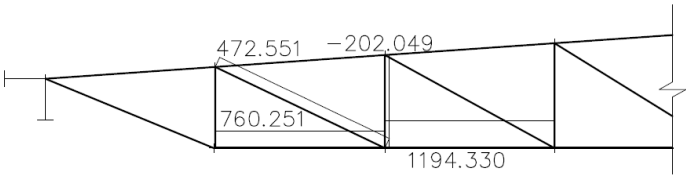
Z výsledných únosností vyplývá, že pro obě návrhové situace by mělo být rozhodujícím typem porušení - *porušení mezipásového prutu*, avšak při uvažování výztuhy pod taženou diagonálou je únosnost téměř o 80% větší, než bez této výztuhy. Numerické modely pak měly ukázat, zda se toto předpokládané chování potvrdí, i když není splněna výše zmíněná geometrická podmínka.

4 PARAMETRY NUMERICKÝCH MODELŮ

Modely styčníku byly vytvořeny v MKP programu ANSYS 12.0 s využitím konečných prvků umožňující plastické chování materiálu i vliv velkých deformací. Pro modelování HEA profilu byl použit 3D konečný prvek SOLID 65 – definován osmi uzly a izotropními materiálovými vlastnostmi. RHS pruty pak byly vymodelovány za pomoci skořepinového konečného prvku SHELL 43 – definován čtyřmi uzly, čtyřmi tloušťkami a ortotropními materiálovými vlastnostmi (viz [4]).

Konečným prvkům byly zadány následující materiálové vlastnosti (podobně jako [5]): Youngův modul pružnosti E = 210 GPa a Poissonův součinitel ν = 0,3. Při výpočtu byly uvažovány fyzikální i geometrické nelinearity (plastický výpočet s uvážením velkých deformací). Pružno-plastické chování materiálu bylo vyjádřeno bilineárním pracovním diagramem (viz např. [6]) s mezí kluzu f_y = 355 MPa a s 5% zpevněním (tedy s hodnotou modulu zpevnění E_2 = 10 GPa).

Síly, kterými byl styčník zatěžován, byly voleny na základě výsledků získaných na jednoduchém prutovém modelu celého vazníku (Obr. 3.) a to tak, aby byl zachován jejich poměr.



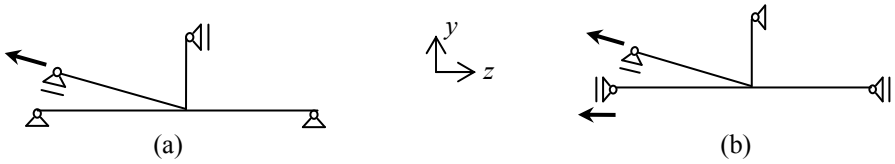
Obr. 3: Normálové síly v místě řešeného styčníku

Na základě dostupných informací v literatuře (např. [7], [8]) byly nejdříve zvoleny následující okrajové podmínky (Obr. 4. (a)):

- na obou koncích dolního pásu bylo zabráněno posunům ve směrech osy *x*, *y* i *z* a mezipásovým prutům bylo zabráněno posunům v rovině i z roviny (tedy umožněný pouze posun v osách prutů).

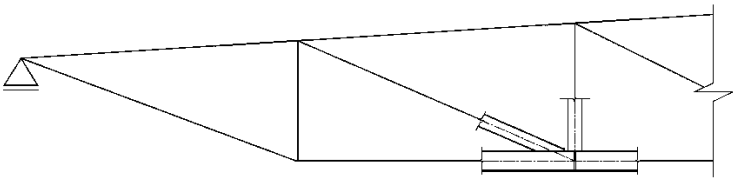
Při takto zvolených okrajových podmínkách však v 3D modelu vznikaly síly, které se neshodovaly s těmi, které byly očekávány v souvislosti s prutovým modelem. Bylo proto zapotřebí najít okrajové podmínky, které by více vystihovaly skutečné chování styčníku v kontextu k celé konstrukci. Nakonec byly zvoleny tyto (Obr. 4. (b)):

- na koncích dolního pásu bylo zabráněno pouze posunům ve směru os *x* a *z* (tedy pohybům v ose prutu a z jeho roviny), případně byla vazba na levém konci nahrazena zatížením tahovou silou. Vazba proti svislému posunutí (ve směru osy *y*) byla umístěna na svislý prut.



Obr. 4: (a) Původní okrajové podmínky; (b) Nově zvolené okrajové podmínky

Jako možný způsob řešení problému zavedení vhodných okrajových podmínek do modelu se nabízí možnost propojení 3D detailu konstrukce s 2D prutovými prvky, pomocí kterých by se vymodelovala konstrukce jako celek (viz Obr. 5). Okrajové podmínky a vnášené zatížení by se pak vztahovalo k celkové konstrukci a chování detailu by bylo odvozeno z chování celé soustavy. Správnost této hypotézy a vůbec realizovatelnost takového modelu je však nutné ještě prověřit.



Obr. 5: Propojení prutového a 3D modelu

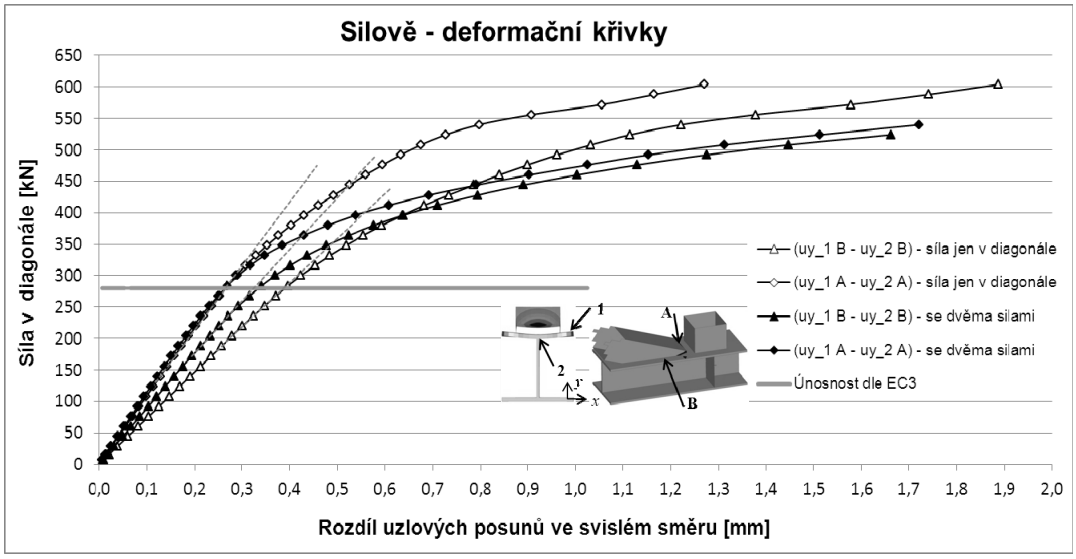
5 VYHODNOCENÍ VÝSLEDKŮ

Zpracovány byly následující čtyři modely:

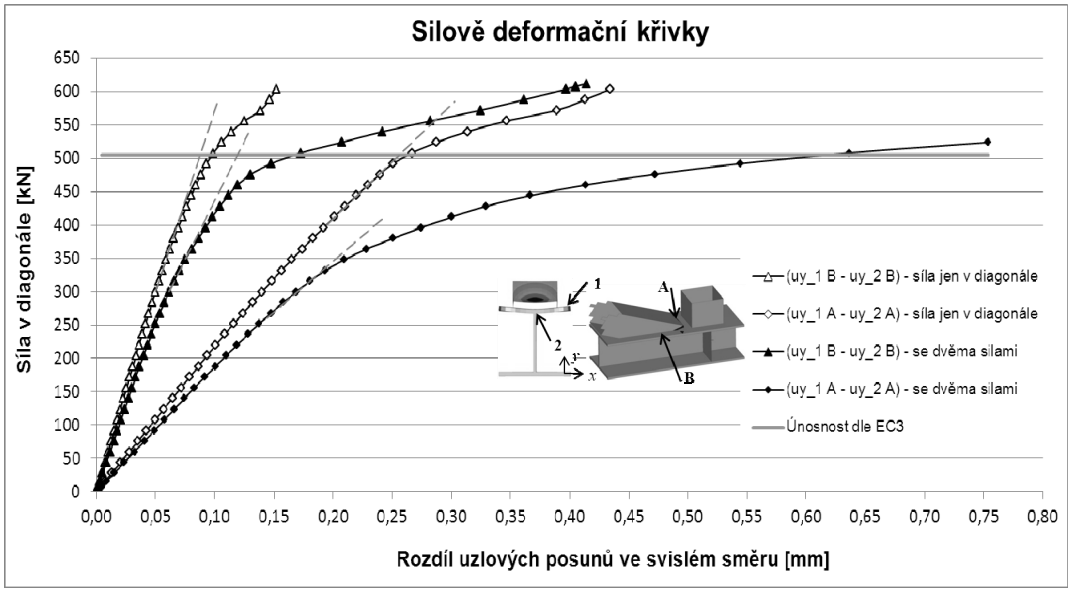
- styčník s výztuhou pouze pod tlačenou svislicí, zatížený jen tahovou sílou v diagonále,

- styčník s výztuhou pouze pod tlačenou svislicí, zatížený tahovou sílou v diagonále a v dolním pásu,
- styčník s výztuhou pod tlačenou svislicí i taženou diagonálou, zatížený jen tahovou sílou v diagonále a
- styčník s výztuhou pouze pod tlačenou svislicí i taženou diagonálou, zatížený tahovou sílou v diagonále a v dolním pásu.

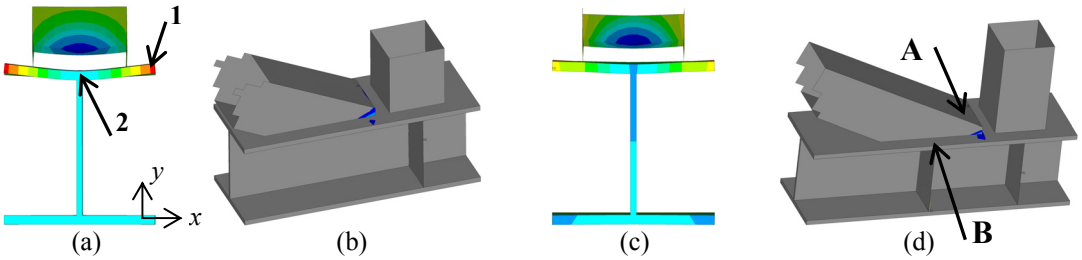
Kromě průběhů napětí byla na modelech sledována také závislost svislé deformace (uy) středu pásnice (bod 2) na deformaci okraje pásnice (bod 1) HEA profilu (Obr. 6., Obr. 7.) a to ve dvou řezech - pod hranou připojené diagonály (řez A) a blízko jejího středu (tedy v blízkosti napojení druhé výztuhy - řez B) - viz Obr. 8. - 10.



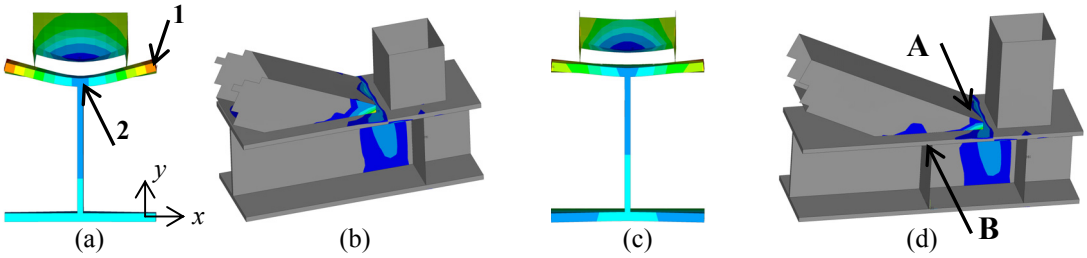
Obr. 6: Silově - deformační křivky pro modely s jednou výztuhou a srovnání s únosností dle EC3



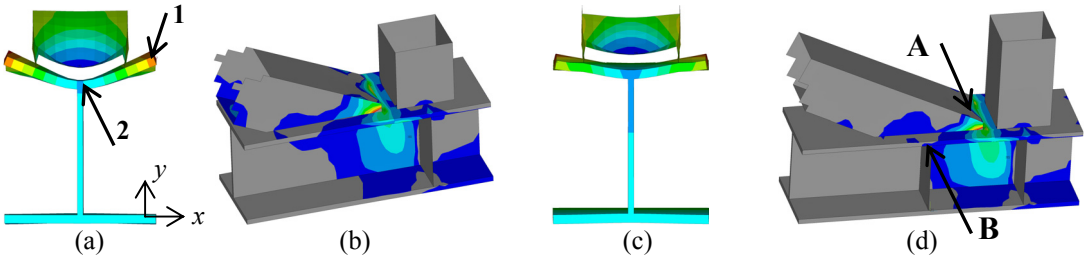
Obr. 7: Silově - deformační křivky pro modely se dvěma výztuhami a srovnání s únosností dle EC3



Obr. 8: Srovnání deformace pásnice a rozvoje plastických napětí nevyztuženého (a)+(b) a vyztuženého (c)+(d) HEA profilu při zatížení silou **300 kN** v diagonále (zvětšené měřítko deformací - 20x).



Obr. 9: Srovnání deformace pásnice a rozvoje plastických napětí nevyztuženého (a)+(b) a vyztuženého (c)+(d) HEA profilu při zatížení silou **444 kN** v diagonále (zvětšené měřítko deformací - 20x).



Obr. 10: Srovnání deformace pásnice a rozvoje plastických napětí nevyztuženého (a)+(b) a vyztuženého (c)+(d) HEA profilu při zatížení silou **508 kN** v diagonále (zvětšené měřítko deformací - 20x).

6 ZÁVĚR

Podařilo se vytvořit numerický model, který vystihuje předpokládané chování styčníku. Jedním ze závěrů této práce je, že na únosnost samotného styčníku nemá významný vliv, zda zatěžujeme pouze taženou diagonálu, nebo také spodní pás. Významný rozdíl je zde pouze ve výsledných absolutních hodnotách deformací, což je v souladu s principem výpočtu únosnosti takového styčníku dle EC3.

Ze silově-deformačních křivek na Obr. 6 a 7 je patrné, že styčník s výztuhou pod taženou diagonálou byl schopen přenést výrazně větší zatížení, než styčník bez této výztuhy. Je-li jako kritérium poruchy styčníku brán nárůst rozdílu mezi deformací okraje a středu pásnice HEA profilu, lze vyvodit závěr o únosnosti styčníku v jednotlivých návrhových situacích. Únosnost styčníku s jednou výztuhou se bude pohybovat okolo 300 kN a styčník se dvěma výztuhami bude schopen přenést až 508 kN. První model vykazoval zjevné známky *porušení mezipásového prutu*, zatímco u druhého modelu tento způsob poruchy nebyl natolik zřejmý. S přihlédnutím k rozvoji plastických napětí a k deformaci celého styčníku při druhé návrhové situaci by se mohlo jeho porušení

klasifikovat spíše jako *porušení pásu smykem*. Problematika určení rozhodujícího typu porušení u numerického modelu si vyžaduje ještě další, podrobnější modelování a zkoumání.

Kromě již zmíněného, ukázaly výsledky získané sledováním deformací dvojice bodů pásnice HEA profilu, že ač styčník svou geometrií nespadá do mezí daných Eurokódem, jeho chování a únosnost se předpokladům této normy velice blíží.

PODĚKOVÁNÍ

Příspěvek byl realizován za finanční podpory projektu MŠMT číslo SP2012/135 (Studentská grantová soutěž VŠB - TUO).

LITERATURA

[1] ČSN EN 1993-1-8, Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-8: Navrhování styčníků. Český normalizační institut, 2006. 126s.

[2] Wald, F., Sokol, Z. *Navrhování styčníků*. Praha: Vydavatelství ČVUT, 1999. 144 pp. ISBN 80-01-02073-8

[3] Wardenier, J. *Hollow Sections in Structural Applications*. CIDECT, 2001. ISBN 0-471-49912-9

[4] *Release 11.0 Documentation for ANSYS* [online]. [cit. 2012-4-25]. Dostupné z <http://www.kxcad.net/ansys/ANSYS/ansyshelp>

[5] Jurčíková, A., Rosmanit, M.: Numerické modelování svařovaného T-styčníku. *Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské - Technické univerzity Ostrava, řada stavební,* Ostrava. Číslo 2, 2011. Ročník XI. ISSN 1213-1962, 6p.

[6] de Lima, L. R. O., Vellasco, P. C. G. da S., da Silva, J. G. S., Neves, L. F. da C., Bittencourt, M. C. A numerical analysis of tubular joints under static loading. In *Proceedings of APCOM'07 in conjunction with EPMESC XI*, Kyoto, Japan. December 3-6, 2007.

[7] Vegte, G. J. van der, Makino, Y., Wardenier, J. The influence of boundary conditions on the chord load effect for CHS gap K-joints. In *Connections in Steel Structures*. Amsterdam. June 3-4, 2004.

[8] Choo, Y. S., Qian, X. D., Wardenier, J. Effects of boundary conditions and chord stresses on static strength of thick-walled CHS joints. In *Journal of Constructional Steel Research*., Volume 62, Issue 4, April 2006, Pages 316–328

Oponentní posudek vypracoval:

Prof. Ing. Stanislav Kmeť, PhD., Katedra kovových a drevených konštrukcií, Fakulta stavební, TU v Košiciach.

Ing. Milan Pilgr, Ph.D., Ústav kovových a dřevěných konstrukcí, Fakulta stavební, VUT v Brně.

Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské - Technické univerzity Ostrava
číslo 2, rok 2012, ročník XII, řada stavební
článek č. 32

Lenka LAUSOVÁ[1], Martin KREJSA[2]

EXPERIMENTÁLNÍ TESTOVÁNÍ OCELOVÉ KONSTRUKCE ZA POŽÁRU

EXPERIMENTAL TESTING OF A STEEL STRUCTURE IN FIRE

Abstrakt

Experimentální testování konstrukcí vystavených účinku vysokých teplot je velmi důležité pro potvrzení teoretických předpokladů a výpočetních postupů. V příspěvku je popsán průběh experimentu, jehož cílem bylo zkoumání staticky neurčité ocelové rámové konstrukce vystavené účinku vysoké teploty. U staticky neurčitých konstrukcí je vnějšími vazbami zabráněno, aby teplotní deformace mohly volně proběhnout a v konstrukci vznikají napětí. Cílem měření bylo určit hodnoty normálového napětí, která vznikají vlivem rostoucí teploty v konstrukci. Výsledky experimentu budou využity ke srovnávací studii s MKP výpočty a také s výsledky pokročilejších výpočetních postupů. Experiment byl proveden v tepelně technické komoře na Fakultě bezpečnostního inženýrství VŠB-TU Ostrava.

Klíčová slova

Ocelová konstrukce, zatížení požárem, požární odolnost, experiment, numerické modelování.

Abstract

Experimental testing of structures is very important to confirm theoretical assumptions and correctness of calculations or numerical modeling. This paper describes an experiment in the technical fire chamber on the FBI faculty of VŠB-TU Ostrava. There was tested a statically indeterminate steel frame under growing temperature. Some chosen places of the frame were measured by strain gages and the results will be compared with FEM solving or some other advanced calculations.

Keywords

Steel structure, fire load, fire resistance, experiment, numerical modeling.

1 ÚVOD

Experimentální testování konstrukcí vystavených účinku vysokých teplot je velmi důležité pro potvrzení teoretických předpokladů a výpočetních postupů. Výsledky z řady experimentů dílčích prvků a také z požárních zkoušek na skutečných objektech jsou nenahraditelné (např. několikaleté testování v Cardingtonu, Mokrsku v roce 2008 nebo ve Veselí n. Lužnicí v roce 2011) [1, 17].

Ocelové konstrukční prvky vystavené účinku požáru lze řešit zjednodušeně pomocí tabulek a grafů podle současně platných norem [3, 4] nebo lze použít návrhové postupy, které jsou popsány v [10, 17]. Tímto způsobem se v současné době zpravidla provádí analýza samostatných prvků konstrukce (nosník, sloup) nebo analýza přípojů. V případě analýzy části konstrukce nebo celé

[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] Doc. Ing. Martin Krejsa, Ph.D., 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.

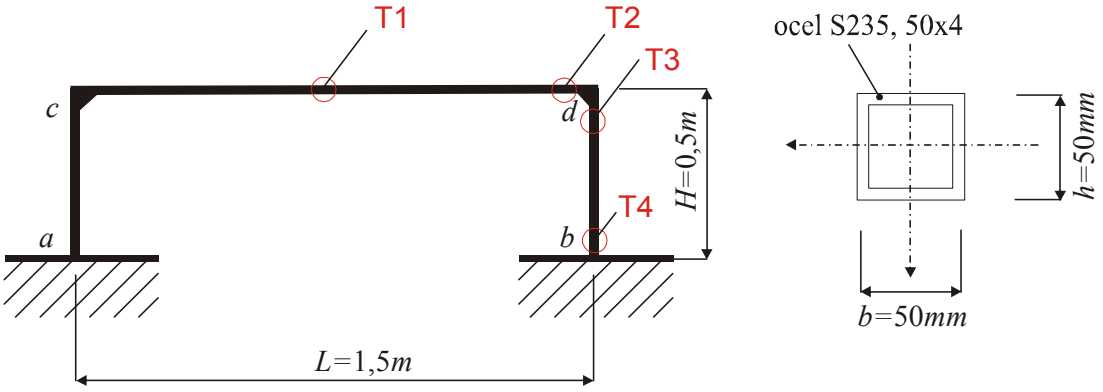
konstrukce nelze pro výpočet požární odolnosti použít zjednodušené návrhové postupy. V těchto případech je možné například využít některý z výpočetních programů (ANSYS, ABAQUS). Globální analýza části nebo celé konstrukce vystavené účinku vysoké teploty se provádí méně často, je složitější a je k ní zapotřebí větší množství vstupních údajů. Porovnání s experimenty je obzvlášť v těchto případech velmi důležité [2, 5, 6, 7, 8, 9, 11, 12, 14, 15, 16].

V tepelně technické komoře na VŠB-TU Ostrava na Fakultě bezpečnostního inženýrství je možnost testovat konstrukce zatížené vysokou teplotou. Na jaře v roce 2012 byl v komoře proveden experiment, jehož cílem bylo zatěžovat rám rostoucí teplotou a současně měřit vznikající deformace pomocí odporových tenzometrických snímačů ve vybraných místech na konstrukci. U staticky neurčitých konstrukcí je vnějšími vazbami zabráněno volnému proběhnutí teplotních deformací a v konstrukci vznikají napětí. Cílem měření bylo určit právě tyto hodnoty normálového napětí a to od rovnoměrného teplotního zatížení. Od dalšího silového zatížení bylo upuštěno z důvodu získat hodnoty napětí pouze od rostoucí teploty. Výsledky měření budou sloužit k porovnání s dalším plánovaným experimentem, kdy konstrukce bude zatížena kromě teplotního zatížení také zatížením silovým.

2 EXPERIMENT

2.1 Popis řešené konstrukce

Pro experiment byla vyrobena symetrická ocelová rámová konstrukce oboustranně vetknutá do betonového pásu viz obr.2. Rozměry rámu byly zvoleny s ohledem na omezené možnosti přepravy do tepelně technické komory. Průřez konstrukce byl navržen čtvercový uzavřený, jelikož byla snaha volbou průřezu zajistit co největší stabilitu rámu a vyhnout se např. klopení tlačených pásnic, ke kterému dochází u otevřených profilů. Testovaná konstrukce byla bez jakékoliv protipožární ochrany z důvodu zkoumání požární odolnosti nechráněných staticky neurčitých ocelových konstrukcí ve srovnání s únosností nechráněných konstrukčních prvků. Všechna čtyři měřící místa T1 – T4 byla zvolena z vnitřní strany rámu tak, aby bylo možno porovnávat normálová napětí na příčli i stojině. Schéma rámové konstrukce a měřící místa lze vidět na obr.1.



Obr. 1: Schéma řešené konstrukce a měřící místa

Pozn.: V případě dalšího plánovaného experimentu, kdy rám bude spolu s teplotou zatížen také vnějším silovým zatížením na příčli podle [13], bude v těchto vybraných měřících místech sledován nárůst napětí z důvodu možného vzniku plastických kloubů.

2.2 Příprava tepelně technické komory

Tepelně technická komora na Fakultě bezpečnostního inženýrství VŠB-TU v Ostravě je místnost čtvercového půdorysu o straně 2,7 m a výšce 3 m. Do komory je zaveden přívod čerstvého vzduchu z prostoru mimo budovu ocelovým potrubím vnitřního průměru 200 mm. Odvod spalin z komory je proveden rovněž ocelovým potrubím vnitřního průměru 200 mm. Přívod a odvod vzduchu je možno regulovat přepážkami zabudovanými v obou potrubích. Odvod spalin je navíc

vybaven odtahovým ventilátorem s třístupňovou regulací výkonu. Ventilátor má maximální výkon 2 200 m^3/hod. Navíc byl při experimentu přívod vzduchu do komory zvýšen dodatečnou instalací ventilátoru o průměru 110 mm s hodinovým výkonem 180 m^3. Při experimentu bylo v činnosti pět propanbutanových hořáků o celkovém výkonu 234 kW viz obr.2.

Obr. 2: Testovaná konstrukce

Byla snaha dosáhnout co nejvyšší možné teploty, aby tenzometricky měřené hodnoty byly vyhodnotitelné. Z tohoto důvodu bylo třeba původní rozměry komory upravit. Velikost komory byla upravena snížením stropu s možností regulace jeho výšky a rovněž byla zmenšena šířka komory. Zkouška pak byla provedena ve zkušební komoře o rozměrech: výška 1,21 m a šířka 2,13 m. Délka komory zůstala zachována v původním rozměru 2,70 m. Přes všechny tyto úpravy se nedařilo při teplotních zkouškách dosáhnout vyšších teplot než 400 °C.

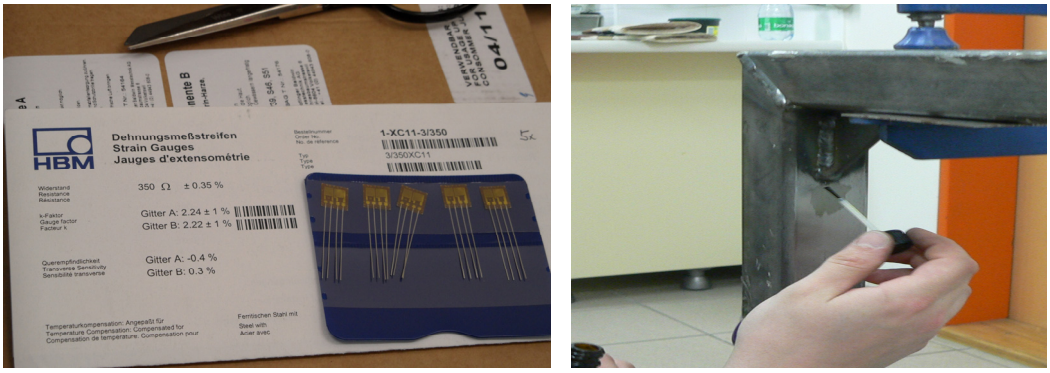
Pro zlepšení možnosti vizuálního pozorování experimentu byla zkušební komora přes boční stěnu osvětlena 500 W zdrojem světla viz obr.3.

Obr. 3: Úprava komory

Teplota ocelového rámu byla měřena pomocí plášťových termočlánků typu K průměru 1 mm. Termočlánky byly umístěny přímo na konstrukci rámu v blízkosti tenzometrů T1 – T4 viz obr.1.

Další termočlánky byly rozmístěny v komoře po její výšce, aby byla možnost sledovat hodnoty teploty plynu v prostoru komory.

Pro tenzometrická měření byly použity tenzometry 1-XC11-3/350, které jsou vhodné pro měření při nízkých teplotách. Použité snímače byly zvoleny s ohledem k předpokládané maximální teplotě 350 °C. Tenzometry byly nalepeny lepidlem, které se vytvrzuje za tepla, a poté byly pokryty krycí silikonovou pryskyřicí rovněž tvrzenou za tepla viz obr.4.



Obr. 4: Příprava tenzometrických snímačů

2.3 Popis průběhu experimentu

Při samotném experimentu se ukázalo největším problémem umístění hořáků uvnitř komory viz obr.2. Problém byl jednak v nemožnosti ovládání hořáků z venku komory a také s dodáním potřebného kyslíku k hořákům. Z toho důvodu nebylo možno dosáhnout nárůstu teploty podle normové křivky [4, 10, 17] a také vyšších hodnot teploty v komoře. Při experimentu bylo dosaženo maximální teploty na konstrukci 380 °C, měření bylo vyhodnoceno pro teplotu 330 °C (pro tuto teplotu byly relevantní výsledky z tenzometrického snímání).

3 VYHODNOCENÍ TENZOMETRICKÉHO MĚŘENÍ

Vybraná místa na nosnících byla instrumentována do tenzometrického kříže, které umožňují měření deformací ve dvou na sobě kolmých osách. Změna teploty při experimentální analýze přináší nevýhodu výskytu dalších deformací, které odpovídají teplotní roztažnosti materiálu. Tuto nevýhodu je možné eliminovat správným zapojením tenzometrů do Wheatstoneova můstku tak, že deformace vyvolaná teplotní změnou je kompenzována pomocí tenzometru, který měří v kolmém směru.

Výpočet skutečné poměrné deformace materiálu nosníku v místě měření lze určit podle následujícího vztahu:

$$\varepsilon = \varepsilon_{tot} - \varepsilon_z \tag{1}$$

kde:

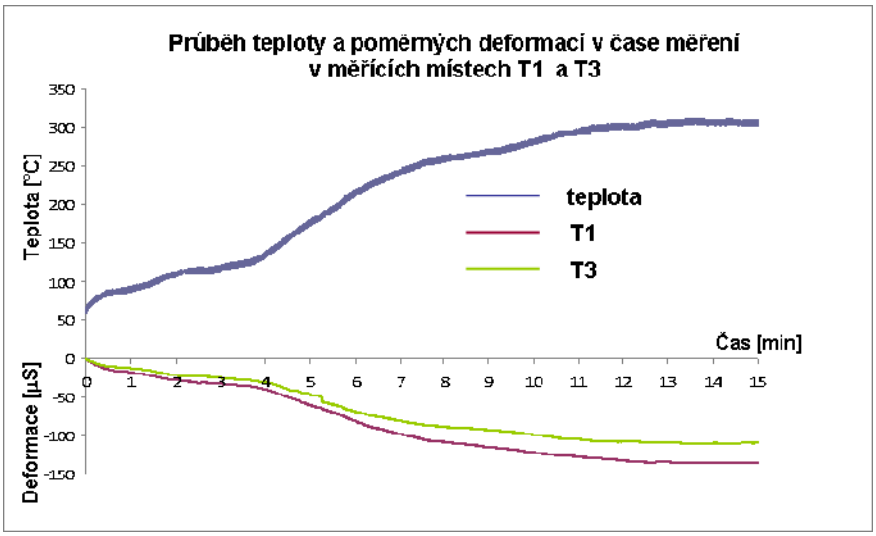
ε – skutečná poměrná deformace materiálu [-]

ε_{tot} – celková poměrná deformace měřená tenzometrem [-],

ε_z – zdánlivá poměrná deformace způsobená teplotní roztažností materiálu [-].

Ze čtyř měřených míst byla vybrána pro vyhodnocení napětí místa tenzometrů T1 a T3 (u tenzometrů T2 a T4 hodnoty naměřených poměrných deformací nebyly zcela věrohodné). Tenzometr T1 byl umístěn uprostřed příčle ve spodní části rámu, tenzometr T3 byl umístěn také z vnitřní strany rámu na stojině v rámovém rohu viz obr. 1. Pro výpočet normálových napětí byly vybrány hodnoty poměrných deformací v 15.minutě podle obr.5 a to $\varepsilon_{T1} = -133.10^{-6}$ a $\varepsilon_{T3} = -108.10^{-6}$ při teplotě na konstrukci 330 °C. Přepočtené hodnoty normálového napětí podle Hookeova zákona z naměřených deformací vycházejí $\sigma_{T1} = -23$ MPa a $\sigma_{T3} = -18$ MPa ve spodních vláknech průřezu.

Pozn.: V grafu na obr.5 je patrné, že teplota v čase $t = 0$ už měla hodnotu okolo 60 °C. Tato skutečnost souvisí s průběhem experimentu, kdy měření následovalo po přerušení způsobeném zhasnutím jednoho hořáku.



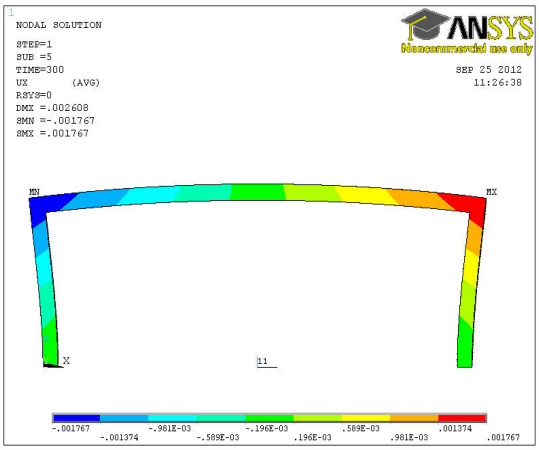
Obr. 5: Průběh teploty a poměrných deformací v měřících místech T1 a T3 v čase *t*

4 SROVNÁNÍ EXPERIMENTU S MKP VÝPOČTY

Pro srovnání výsledku experimentu byl využit software ANSYS. Úloha byla řešena ve 3D a to ve dvou krocích, nejdříve byla vyřešena teplotní analýza a poté statická. Pro statickou analýzu byl použit prvek Solid 185. Jedná se o 8 uzlový prvek s lineární aproximací pole posunutí. Průběh napětí a deformace je tedy konstantní po prvku. V každém uzlu jsou definovány tři stupně volnosti (posuny *u*, *v* a *w*), prvek má celkem 24 stupňů volnosti. Tomuto prvku odpovídá v teplotní analýze konečný prvek Solid 70. Jedná se tedy také o 3D prvek s osmi styčníky a s jedním stupněm volnosti (teplotou) v každém styčníku. Po tloušťce průřezu byly zvoleny prvky ve dvou vrstvách. Velikost hrany prvku byla určena rozdělením výšky rámu na 80 dílků.

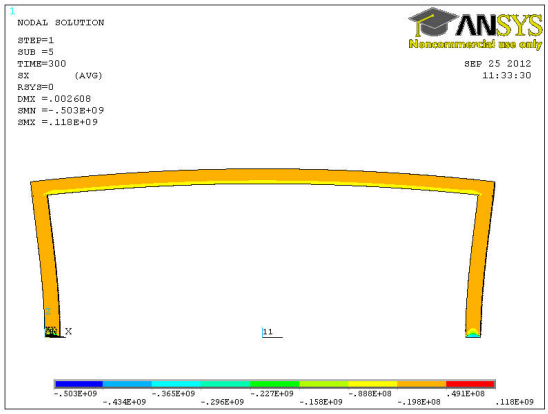
Pro teplotní úlohu v závislosti na čase byla zvolena analýza transient. Nárůst teploty v teplotní analýze odpovídal nárůstu teploty naměřené na konstrukci při experimentu podle obr.5.

Na obr. 6 je vidět rozložení deformací v ose *x*.



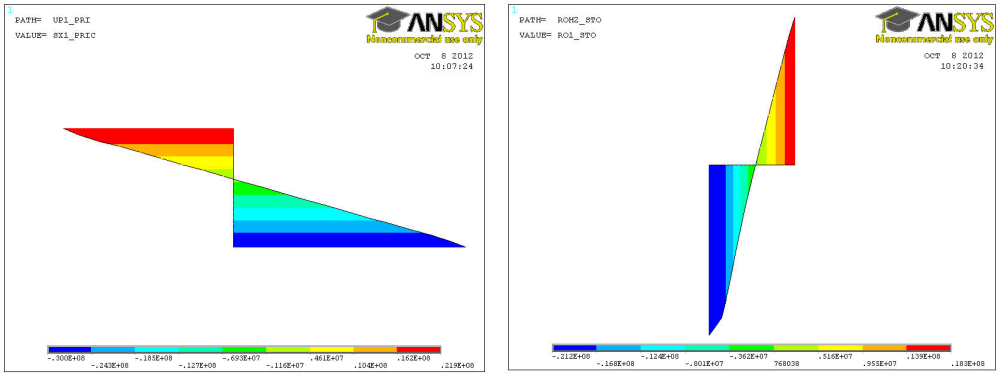
Obr. 6: Rozložení deformací v ose *x*

Na obr. 7 je vidět rozložení normálového napětí v ose *x*.



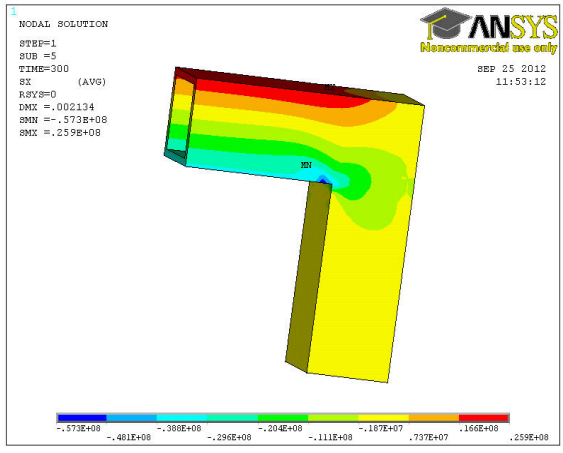
Obr. 7: Rozložení normálového napětí v ose *x*

Odpovídající hodnoty normálového napětí v měřících místech T1 a T3 pro teplotu 330 °C jsou σ_{T1} = -30 MPa a σ_{T3} = -21 MPa ve vnitřních krajních vláknech průřezu rámu viz obr.8, což přibližně odpovídá napětím získanými z experimentu.



Obr. 8: Průběh normálového napětí v místě T1 (vlevo) a v místě T3 (vpravo)

Rozložení normálového napětí v rámovém rohu v ose *x* je znázorněno na obr.9. Spodní vlákna příčle jsou tlačena, horní vlákna jsou tažena. Přesné hodnoty napětí viz obr.8.



Obr. 9: Rozložení normálového napětí v rámovém rohu v ose *x*

Vyhodnocená napětí v měřících místech T1 a T3 z experimentu a numerického modelování lze najít v tabulce 1. Vyšší hodnoty tlakového normálového napětí v příčli oproti stojině je způsobeno normálovou silou, která vznikla z důvodu zabránění teplotních dilatací v místě uložení.

Tab.1: Hodnoty normálového napětí σ_x v měřících místech T1 a T3 pro teplotu 330 °C na konstrukci

Normálové napětí ve spodních vláknech σ_x [MPa]	Měřící místo T1	Měřící místo T3
Experiment	-23	-18
Numerické modelování	-30	-21

5 ZÁVĚR

Na základě provedeného experimentu byla vyhodnocena závislost normálového napětí na rostoucí teplotě v příčli a ve stojině staticky neurčité rámové konstrukce. Porovnáním výsledků z experimentu a numerického modelování byla prokázána podobnost měřených a vypočtených hodnot normálových napětí ve vyhodnocených měřících místech T1 a T3 viz tabulka 1. Rozdílné hodnoty pramení patrně z toho, že při zadávání teplotního zatížení u numerického modelování nebylo dosaženo identických podmínek jaké byly při experimentu.

Výsledky měření budou využity také k porovnání s dalšími experimenty. Další plánovaný experiment bude proveden na nově vyrobené stejné ocelové konstrukci, v tomto případě zatížené současně mechanickým zatížením a rostoucí teplotou tak, aby byl zaznamenán vznik plastických kloubů na rámu. Na základě zkušeností z provedeného měření a pro možnost porovnání bude nutné u dalšího experimentu provést tyto změny:

- přidat mechanické zatížení na rám,
- umístit ovládání hořáků vně komory,
- dosáhnout nárůstu teploty v komoře minimálně 600 °C.

Výsledky tohoto a následujícího experimentálního měření budou využity ke srovnávací studii s výsledky MKP výpočtů a s pokročilejšími výpočetními postupy, kdy výsledné hodnoty deformací a napětí na daném modelu rámu budou získány s uvážením vlivu jak fyzikální tak i geometrické nelinearity v čase požáru. Výsledky z prováděných experimentů budou tedy velmi důležité pro potvrzení nebo vyvrácení teoretických předpokladů a výpočetních postupů.

PODĚKOVÁNÍ

Projekt byl realizován za finanční podpory ze státních prostředků v rámci schváleného Specifického výzkumu. Registrační číslo projektu je SP2012/100.

LITERATURA

[1] BEDNÁŘ, J., JÁNA, T. & WALD, F. Částečně chráněný strop při požární zkoušce ve Veselí n. L. *Konstrukce*. 2012, roč. 11, č. 4. ISSN 1803-8433.

[2] ČAJKA, R., MATEČKOVÁ, P. & KUČERA, P. Výpočetní model staticky neurčité betonové konstrukce zatížené vysokými teplotami. In: *Betonářské Dny*. Praha: ČBS Servis, s.r.o, 2006. ISBN 80-903807-2-7.

[3] ČSN EN 1993-1-2. *Navrhování ocelových konstrukcí*: *Část 1-2: Obecná pravidla - Navrhování konstrukcí na účinky požáru*. Praha: ČSNI, 2006.

[4] ČSN EN 1991-1-2. *Zatížení konstrukcí. Část 1-2: Obecná zatížení. Zatížení konstrukcí vystavených účinkům požáru.* Praha: ČSNI, 2004.

[5] HUANG, Y., BEVANS, W.J., XIAO, H., ZHOU, Z. & CHEN, G. Experimental validation of finite element model analysis of a steel frame in simulated post-earthquake fire environments. In: *Proceedings of SPIE*. San Diego, March 2012; ISSN 0277-786X, ISBN 978-081949002-5, DOI 10.1117/12.914538.

[6] KRÁLIK, J. & KRÁLIK, J.jr. Experimental and numerical nonlinear analysis of the fire resistance of the electrical cable support structures in NPP. In: *Modelování v mechanice 2012*, 30-31.5.2012, Ostrava: VŠB-TU Ostrava, str.31-33- Sborník rozšířených abstraktů, CD-ROM ISBN 978-80-248-2694-3.

[7] KRÁLIK, J. & KRÁLIK, J.jr. Deterministic and probability analysis of the steel frame fire resistance. In: *Modelování v mechanice 2011*., 2-3.2.2011, Ostrava: VŠB-TU Ostrava, str.19-21- Sborník rozšířených abstraktů, CD-ROM ISBN 978-80-248-2384-3.

[8] KRÁLIK, J. & KRÁLIK, J.jr. Seismic analysis of reinforced concrete frame-wall systems considering ductility effects in accordance to Eurocode. *Engineering structures*. DEC 2009. Volume: 31 Issue: 12. Pages: 2865-2872. DOI: 10.1016/j.engstruct.2009.07.029.

[9] KRÁLIK, J. & VARGA, T. Deterministic and Probabilistic Analysis of Fire Resistance of Steel Portal Frames with Tapered Members. In Safety and Reliability for Managing Risk (eds.), *European Safety and Reliability Conference (ESREL 2006),* Date: SEP 18-22, 2006 Estoril PORTUGAL, 1-3, pp. 2081-2086. 2006.

[10] KUČERA, P., ČESELSKÁ, T. & MATEČKOVÁ, P. *Požární odolnost stavebních konstrukcí.* Ostrava: SPBI, 2010, 176 pp., 978-80-7385-094-4.

[11] KUČERA, P. & POKORNÝ, J. Determination of Temperature Conditions for a Design of Engineering Construction during a Fire. *Communications* 2/2011 - *Scientific Letter of the University Žilina*, Volume 13, Issue 2, 2011, Pages 83-87. ISSN 1335-4205.

[12] KUČERA, P. & MYNARZ, M. Posouzení ocelové konstrukce vícepodlažní automobilové garáže za požáru. Časopis *SPEKTRUM*, ročník 9, č. 2/2009, pages. 27 - 30. ISSN 1211-6920.

[13] LAUSOVÁ, L. Momentová únosnost ocelové konstrukce za požáru. *Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské-Technické univerzity Ostrava*, VŠB-TU Ostrava, 2009, Pages. 181-186. ISSN 1213-1962.

[14] LU, J.L., DONG, Y.L. & YANG, Z.N. *Experimental study on the deformation of a two-span steel beam in a structural system subjected to fire*. Gong Cheng Li Xue, Engineering Mechanics. Volume 29, Issue 3, March 2012, Pages 110-114. Tsing Hua University. ISSN 1000-4750, DOI: CNKI:SUN:GCLX.0.2012-03-020.

[15] QU, L., PAN, C. & LI, H. Experimental study on the fire-resistance of steel tube columns with axial compression and strong constraints. *Tumu Gongcheng Xuebao, China Civil Engineering Journal*, Volume 45, Issue 1, January 2012, pp. 42-48, ISSN: 1000131X, DOI: CNKI:SUN:TMGC.0.2012-01-009.

[16] PERTOLD, J., XIAO, R.Y. & WALD, F. Embedded steel column bases: I. Experiments and numerical simulation. *Journal of constructional steel research.* Volume 56, Issue 3, December 2000, Pages 253–270. DOI:10.1016/S0143-974X(99)00105-4.

[17] WALD, F. & kolektiv. *Výpočet požární odolnosti stavebních konstrukcí*. Praha: ČVUT, 2005. 336 pp. ISBN 80-01-03157-8.

Oponentní posudek vypracoval:

Prof. Ing. Juraj Králik, PhD., Katedra stavebnej mechaniky, Stavebná fakulta, STU v Bratislave.

Ing. Kučera Petr, Ph.D., Katedra požární ochrany, Fakulta bezpečnostního inženýrství, VŠB-TU Ostrava.

Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské - Technické univerzity Ostrava
číslo 2, rok 2012, ročník XII, řada stavební
článek č. 33

David MIKOLÁŠEK[1], Oldřich SUCHARDA[2], Jiří BROŽOVSKÝ[3]

NUMERICKÁ ANALÝZA PLNÉ VAZBY KROVU

RAFTER NUMERICAL ANALYSIS

Abstrakt

Mezi běžné konstrukční soustavy šikmých střech patří plná vazba vaznicového krovu, které se věnuje tento příspěvek. V současné době se nároky na původní tesařské spoje a konstrukce značně změnily. Příspěvek se zabývá numerickou analýzou zaměřenou na vodorovnou tuhost spojení v místě zakotvení pozednice do železobetonového věnce. Pro analýzu je zvolená metoda konečných prvků, kdy výpočetní model je prostorový. V provedených výpočtech je zahrnuta geometrická nelinearita a jsou použity kontaktní prvky. Cílem příspěvku je vytvořit model skutečného chování konstrukce a analyzovat vybrané detaily.

Klíčová slova

Krov, model, analýza, tuhost, dřevo.

Abstract

The article discusses static analysis of rafter structures. This type of a roof structure is very common but the modern requirements have made necessary a deeper understanding of its static function. A numerical analysis of horizontal stiffness is provided. The finite element method and non-linear analysis is used in order to obtain a more realistic model behaviour.

Keywords

Truss, model, analysis, stiffness, wood.

1 ÚVOD

Dřevěné krovy jsou stále nejpoužívanějšími konstrukcemi u šikmých střech občanských a bytových staveb. Tyto konstrukce jsou prověřeny mnoha staletími [11] a může se zdát, že zde není prostor pro nové poznatky ohledně jejich chování. V současné době se však nároky na původní tesařské spoje a konstrukce značně změnily. Původní typy krovů jsou dnes používány na rozpony pro které původně nebyly navrhovány a stále častěji využívané podkroví klade zvýšené nároky též na omezení deformací krovu.

Současné požadavky na návrh a analýzu dřevěných konstrukcí uvádí [4] a [5]. Ze zahraničních norem se podrobně dřevěným konstrukcím věnují německé normy [2] a autoři [1]. Význam dřevěných konstrukcí také potvrzuje výzkum, který se zabývá modelováním skutečného chovávaní

[1] Ing. David Mikolášek, Katedra stavební mechaniky, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava-Poruba, tel.: (+420) 597 32 1391, e-mail: david.mikolasek@vsb.cz.

[2] 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.sucharda@vsb.cz.

[3] 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 32 1321, e-mail: jiri.brozovsky@vsb.cz .

dřevených konstrukcí [9], [12], [13], [14], novými technologiemi [16] nebo stochastickým modelováním [17].

Důležitou otázkou u chování těchto typů konstrukcí (dřevěné tesařské konstrukce) jsou vodorovné a svislé deformace, které souvisí s kvalitou provedení spojů a s tuhostí v uložení (vnější vazby) [15]. Krovy jsou dnes součástí stavby jako výrazný estetický prvek vnější a vnitřní architektury. Na chování konstrukce krovu závisí další nosné prvky, podhledy, vnější i vnitřní omítky a příčky. Pokud není krov dostatečně tuhý, vznikají nadměrné deformace a dochází k nežádoucím změnám jeho tvaru. U navazujících konstrukcí vzniká riziko tvorby prasklin, případně tyto prvky a konstrukce mohou přestat plnit svoji funkci.

Příčinami vzniku vodorovných reakcí v podporách a vodorovných deformací nebo posunů jsou:

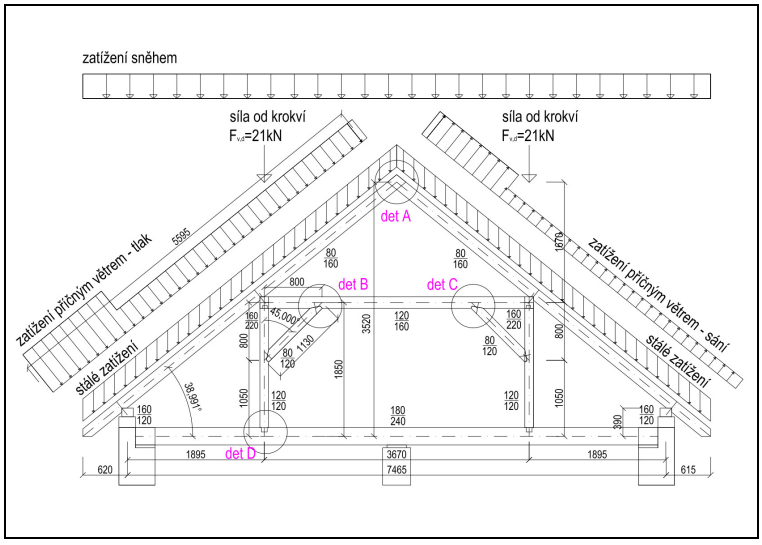
- působení zatížení větrem, standardní vnější zatížení mající vodorovný směr,
- reakce do konstrukce krovu z navazujících konstrukcí,
- nevhodně zvolený konstrukční a statický systém (vazba krovu se chová jako trojkloubový rám).

Možným řešením zmenšení velkých vodorovných sil je uvolnění vazeb (vnějších nebo vnitřních), ale za cenu dalšího nárůstu deformací a často i vnitřních sil na nejvíce zatížených prvcích.

Z těchto důvodů je věnována u statické analýzy prezentované v příspěvku pozornost především vodorovným tuhostem vybraných částí krovu, kde bylo studováno přerozdělení vnitřních sil závislých na změnách tuhostí v přípojích. Pro analýzu konstrukce byl zvolen program ANSYS [19], který umožňuje řešení nelineárních úloh [18] a [21] metodou konečných prvků [22].

2 GEOMETRIE, ZATÍŽENÍ A POUŽITÝ MATERIÁL

Na obrázku obr. 1 je znázorněn příčný řez plnou vazbou krovu s vyznačenými detaily a působícím zatížením. Zatížení je znázorněno schématicky. Konstrukční detaily A až D jsou zobrazeny na obr. 2. Podrobně se konstrukčními detaily krovů zabývá [10]. Charakteristiky dřeva použité v programu ANSYS uvádí tab. 1.



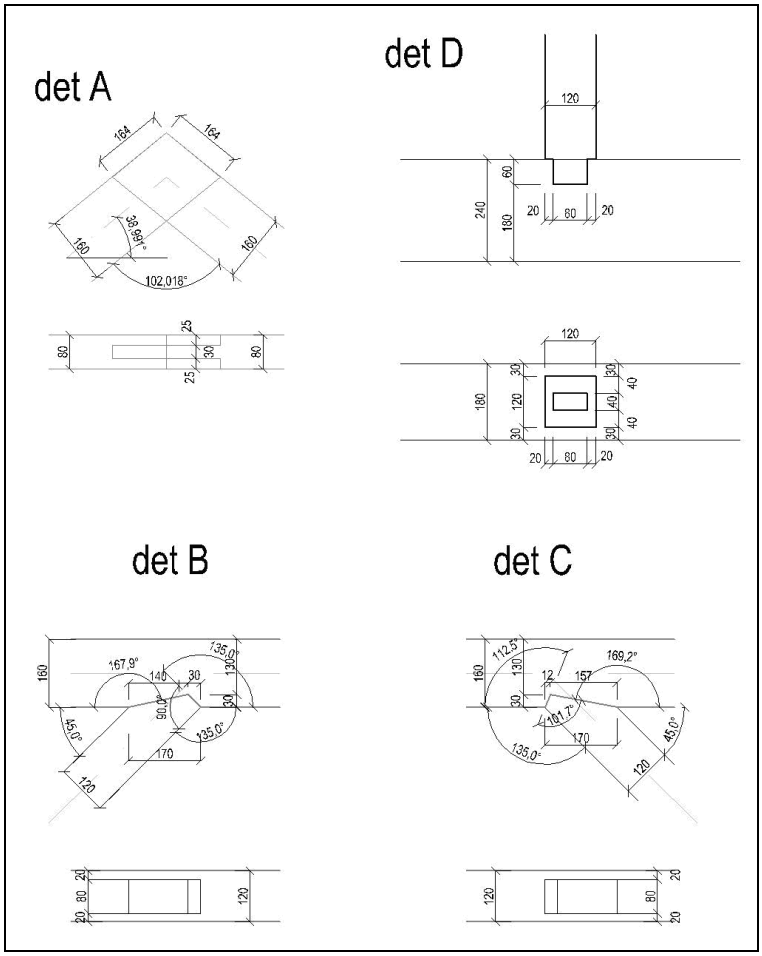
Obr. 1: Schéma plné vazby krovu: Geometrie

Hlavní konstrukci tvoří ve spodní části vazný trám vynášející plnou vazbu krovu. Působí jako nosník o dvou polích a je tvořen průřezem 180/240. Prvek je prostě uložen na obvodovou zděnou konstrukci zakončenou železobetonovým věncem a uprostřed je uložen na středovou zeď (trám je ve

zhlaví a uprostřed položen na dubovou desku a je odvětrán v místě uložení). Vazný trám podpírají dva sloupky profilu 120/120 mm. Sloupy podpírají střední vaznice, které jsou v místě plné vazby rozepřeny hambálkem (viz. detail B na obr. 2) o průřezu 120/160 mm. Příčnou tuhost plné vazby zajišťují dva šikmé pásky, které jsou osedlány na sloupku i hambálku běžným tesařským spojem čelního zapuštění (viz. detail B a C na obr. 2). Pásky jsou konstrukčně zajištěny v místech uložení pomocí ocelových vrutů s průběžným závitem Ø 9 mm třídy oceli 8.8. Veškeré dřevo na této konstrukci je řezané, třídy pevnosti C24.

Tab. 1: Ortotropní vlastnosti dřeva

E_x [MPa]	E_y [MPa]	E_z [MPa]	γ_{xy} [-]	γ_{yz} [-]	γ_{xz} [-]	G_x [MPa]	G_y [MPa]	G_z [MPa]
11600	900	500	0,470	0,250	0,370	720	39	750



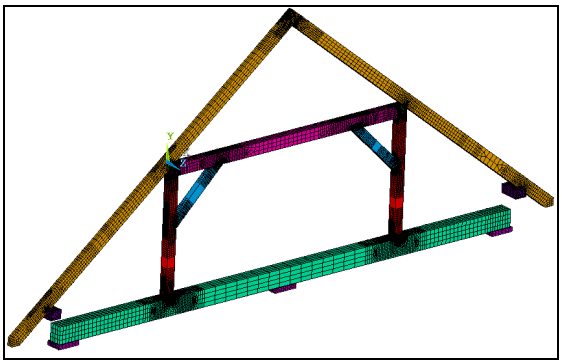
Obr. 2: Konstrukční detaily

Součásti krovu jsou také pozednice profilu 160/120 umístěny na ležato. Na tyto pozednice jsou tesařsky na sedlo uloženy krokve profilu 80/160. Krokve jsou k pozednici ukotveny vrutem s průběžným závitem Ø9 mm třídy oceli 8.8 délky 320 mm. Krokve jsou dále uloženy na středovou vaznici profilu 160/220 a jsou k ní též kotveny vrutem se závitem Ø9 mm (třída oceli 8.8). Středová vaznice je nosný podpůrný prvek pro krokve prázdných vazeb mezi plnými vazbami cca 4 - 5 m.

Ve vrcholu jsou krokve spojeny na tesařský spoj viz detail A. Tento spoj je zajištěn svorníkem Ø20 mm třídy oceli 5.8. Tento svorník není, ale ve výpočtu uvažován, je pouze fixační. Svorník zajišťuje u skutečné konstrukce pouze spojitost posunů, ale umožňuje natočení ve spoji. Při tvorbě zatížení a kombinací byly pro analýzu použity předpoklady [6], [7] a [8].

3 VÝPOČETNÍ MODEL A PARAMETRY VÝPOČTU

Prostorový výpočetní model krovu tvoří 3D objemové konečně prvky SOLID45 a prutové konečné prvky BEAM4 [19]. Prutové prvky jsou použity pro vytvoření přípoje vrutu. Konečný prvek SOLID45 má 8 uzlů a 24 neznámých posunutí. U konečného prvku [22] je možné nastavit anisotropní, ortotropní nebo isotropní materiálové vlastnosti. Při výpočtu je zohledněna geometrická a konstrukční nelinearita, kdy kontaktní prvky jsou použity pro modelování tření ve spojích. Použité kontaktní prvky jsou CONTA174 a TARGE170 [19]. Fyzikální nelinearita materiálu není u plné vazby krovu uvažována, protože pro návrhové zatěžovací stavy je nutné zajistit, aby napjatost dřeva byla nižší než únosnost dřeva. Dalším důvodem bylo také snížení časové náročnosti na výpočet. Řešená soustava rovnic matice tuhosti konstrukce měla celkem 280 077 rovnic. Fyzikálně nelineární výpočet je proveden jen pro vybraný detail pásku zobrazeného na obr. 11. Řešený tvar plné vazby krovu a vytvořený výpočetním model pro konečně-prvkovou analýzu v programu ANSYS zobrazuje obr. 3.



Obr. 3: Plná vazba krovu, výpočetní model v ANSYS

4 VÝPOČETNÍ MODEL A VARIANTY VÝPOČTU

Pro vyhodnocení tuhostních charakteristik krovu jsou provedeny čtyři různé varianty výpočetního modelu. První model je tvořen plnou vazbou zobrazenou na obr. 3.

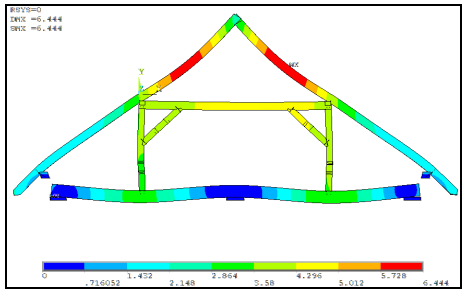
Druhý model krovu je tvořen neposuvnými (polotuhými) vazbami v patách a hambálkem s vlivem poddajnosti svorníku. Na každé straně je jeden svorník oceli 5.8, průměru Ø20 mm s tuhostí proti prokluzu na jeden střih cca $K_{ser,1}$ = 10 MNm^{-1}. Tedy na jeden spoj pro dva střihy máme celkem tuhost $K_{ser,2}$ = 20 MNm^{-1}. V patách je sepnut krov (krokev k pozednici) pomocí jednoho vrutu s celým závitem vnějšího průměru Ø9 mm, třídou oceli 8.8 o délce cca 320 mm. Síla na vytažení vrutu je cca F_x = 14,4 kN podle [4] a [5] a střižná síla je podle té samé normy cca F_s = 6,8 kN. Tuhost proti posunutí vrutu je na jeden střih cca $K_{ser,v}$ = 3,4 MNm^{-1}. Tuhost proti vytažení tohoto vrutu pro tento typ spoje je cca $K_{ser,h}$ = 4,49 MNm^{-1}. Hodnoty prokluzů a pevností jsou bez uvážení parciálních součinitelů bezpečnosti, jde o orientační horní hodnoty.

Třetí model vychází z prvního, pouze není uvažováno se spolupůsobením vrutů. Vodorovnou reakci a její přenos zabezpečuje pouze tření mezi krokví a pozednicí pro součinitel tření v klidu (dřevo – dřevo) cca ς = 0,65.

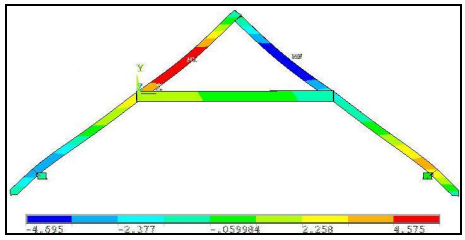
Čtvrtý model opět vychází z prvního, ale není uvažováno se spolupůsobením kleštin. Kleštiny jsou z modelu odstraněny a krov působí jako čistý trojkloubový rám (vznik vodorovných reakcí je nutný).

5 VÝSLEDKY ANALÝZY – TUHOST A DEFORMACE

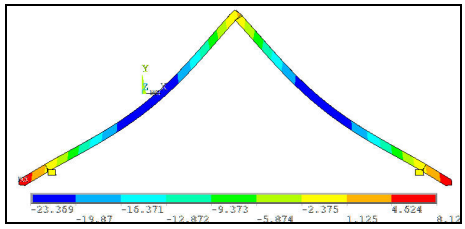
U analýzy krovu byly porovnávány u jednotlivých variant výpočetního modelu deformace v podpoře mezi krokví a pozednicí. Na obr. 4 je zobrazena deformovaná plná vazba. Podle tuhostí získaných z tohoto modelu plné vazby v programu ANSYS je tuhost v uložení cca K_{ul} = 8 – 10 MNm^{-1}.



Obr. 4: Deformace plné vazby konstrukce krovu ANSYS [mm]: první model



Obr. 5: Deformace krokví s kleštinou ANSYS [mm]: druhý model



Obr. 6: Deformace krokví (trojkloubový rám) ANSYS [mm]: čtvrtý model

Na obrázku 5 je zobrazena deformovaná vazba krovu tvořená krokvemi, pozednicemi a hambálkem. Tato vazba krovu je jedenkrát staticky neurčitá. U hambálkových krovů vznikají značné vodorovné síly v podporách. Konstrukce tohoto typu dovoluje vznik velkých vodorovných sil. Přípoj kleštiny je (kloubový) měkký a tato poddajnost má za důsledek deformaci v podporách na pozednicích. Pokud je přípoj u pozednice měkký, tak dojde k velkému prokluzu krokve po pozednici nebo prokluzu a natočení pozednice. To má za následek velké deformace v uložení. Za předpokladu, že pozednice je dostatečně tuhá, tak aby její deformace v uložení byla zanedbatelná, vznikají vodorovné síly cca 5 – 14 kN podle typu krovu a velikosti zatížení. Průběhy deformací pro druhý a třetí model jsou podobné.

Obr. 6 zobrazuje deformovanou vazbu krovu, který je tvořen pouze krokvemi a pozednicemi. Tato konstrukce se chová jako trojkloubový rám. Je to nevhodně volený konstrukční systém pro větší rozpětí krovů, vyvolává velké vodorovné síly ve vnějších vazbách.

Častým problémem u standardních krovů je přenesení velkých vodorovných sil mezi pozednicí a krokví. Je složité a drahé zde rozmisťovat spojovací prostředky. Mimo to, spojovací prostředky mechanického charakteru (hřebíky, vruty a svorníky) mají vyšší míru duktility, což je

obvyklé u spojů kladná vlastnost. Vykazují, ale také značné deformace vlivem otlačování dřeva nebo ohybu dříku spojovacích prostředků, takže dovolí určité dotvarování ve spoji a tím vznikají vyšší hodnoty deformací. Pokud se podaří vhodně kotvit jednotlivé prvky mezi sebou, tak problémem je pouze celková síla působící na pozednici a tím na půdní nadezdívku a další navazující konstrukce. Při velikosti teoretické síly na jednu vodorovnou vazbu od krokve cca 10 kN (pokud krokve jsou rozmístěny osově po metru) je vnější zatížení na pozední věnec 10 kNm^{-1}. Na tuto sílu lze věnec navrhnout pro I. mezní stav, ale deformace věnce na délku běžného rodinného domu (cca 10 m) budou značné. Věnec by se proto musel po délce kvůli vodorovné deformaci kotvit do stropu nebo stěn.

Výpočet tuhosti proti posunutí (pozednice + železobetonový věnec spojených závitovou tyčí Ø16 mm, ocel S355, řezivo C24). Vztah *(1)* podle DIN 1052 udává tuhost v prokluzu spoje:

$$K_{ser} = \rho_k^{1,5} * \frac{d}{20} \tag{1}$$

kde:

K_{ser} – je tuhost proti posunutí na jeden střih [Nm^{-1}],

d – průměr spojovacího prostředku [m] a

ρ_k – objemová hustota dřeva [kgm^{-3}].

Normová tuhost proti posunutí krátkodobého charakteru

$$K_{ser} = 3501{,}5*16/20 = 5{,}238 \text{ MNm}^{-1}. \tag{2}$$

Tuhost bez uvážení délky trvání zatížení a počátečních prokluzů a bez cyklického namáhání jsou cca 2 až 3 vyšší než normou dané. Tedy do výpočtu se vezme

$$K_{norm} = 5{,}238*(2+3)/2 = 13{,}095 \text{ MNm}^{-1}. \tag{3}$$

Musí se použít tato hodnota prokluzu a nikoli normou daná hodnota, protože se v předešlých výpočtech vycházelo z numerických modelů bez uvážení normových prokluzů. Výsledná tuhost je pak dána vztahem

$$K_{\Sigma} = \frac{K_{ANSYS} * K_{norm}}{K_{ANSYS} + K_{norm}} \tag{4}$$

kde:

K_{Σ} – je tuhost proti posunutí na spoj [Nm^{-1}],

K_{ANSYS} – je tuhost proti posunutí ANSYS [Nm^{-1}] a

K_{norm} – je tuhost proti posunutí norma [Nm^{-1}].

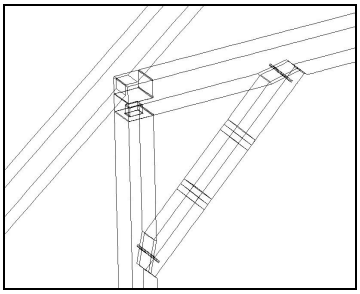
Tento vztah zahrnuje tuhost získanou z ANSYSu a tuhost získanou ze spoje mezi pozednicí a železobetonovým věncem.

Tab. 2: Tuhosti ve spoji pozednice + železobetonový věnec (zjednodušený výpočet)

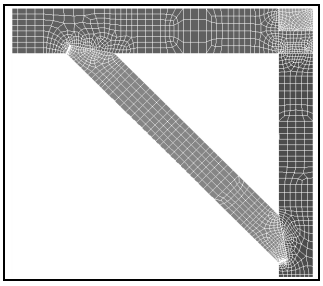
[MNm^{-1}]	ANSYS $_{mod.\ 1}$	ANSYS $_{mod.\ 2}$	ANSYS $_{mod.\ 3}$	ANSYS $_{mod.\ 4}$
Tuhost K_{ANSYS}	8,0	6,77	12,92	27,48
Tuhost K_{Σ}	4,97	4,46	6,50	8,87

Tab. 2 ukazuje zjednodušený přehled tuhostí proti posunutí. V prvním řádku je tuhost zjištěná na modelu v ANSYS, v druhém řádku je upravená tuhost z ANSYS podle vztahu (4). Pro staticky neurčité konstrukce nelze sčítat tuhosti. Ale pro tyto spočtené hodnoty tuhostí v druhém řádku tab. 2, korespondují síly a deformace s očekávanými hodnotami sil a deformací na tomto typu konstrukce krovu.

Obrázky 7 a 8 znázorňují geometrii a síť konečných prvků rámového rohu ztužující vazby uvnitř plné vazby krovu. Levý obrázek je průhled na přípoje, tak jak je sestaven s použitím kontaktních prvků v ANSYS. Jsou zde vidět vruty mezi šikmým páskem a sloupem a vodorovným příčným trámem. Pravý obrázek je vykreslení sítě na rámovém rohu. Zde je použito zjemnění sítě v okolí kontaktních ploch. Jemnost sítě je důležitá s ohledem na výstižnost kontaktního napětí v ploše mezi páskem, sloupem a vodorovným prvkem. Tato ztužující vazba v ANSYS nebyla vytvořena prvotně pro získání napětí na objemových prvcích, ale pro získání a porovnání deformace na objemovém modelu ANSYS. Při této jemnosti dělení a velikosti zatížení jdoucí do pásku je možné považovat i napětí na jednotlivých prvcích za dostatečně výstižné.

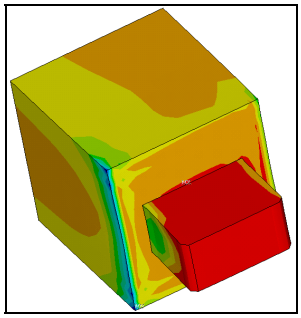


Obr. 7: Průhled na rámový spoj ANSYS

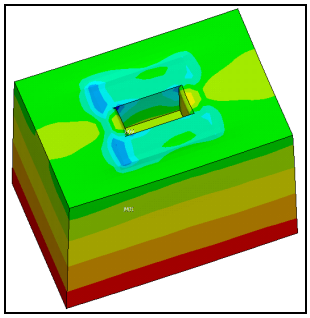


Obr. 8: Rámový spoj - síť ANSYS

Vazba sloupku a hambálku s páskem byla z celkového modelu vyčleněna zvlášť. Z modelu plné vazby byla vybrána výztužná vazba a byla zatěžována vodorovnou silou 5 kN v levém horním rohu a byla zatížena v obou horních rozích svislou silou každá o hodnotě 21 kN. Tato výztužná vazba byla spočtena jako prutová v programu NEXIS (Scia Engineer) [20] a jako objemový model v programu ANSYS [19]. Hodnoty konečných deformací byly přibližně stejné cca 52 mm. Vodorovná tuhost výztužné vazby byla spočtena na hodnotu cca $K = F/\Delta = 5/17{,}7 = 0{,}282$ MNm^{-1}.



Obr. 9: Napětí σ_x (-9,01; 0,52 MPa)

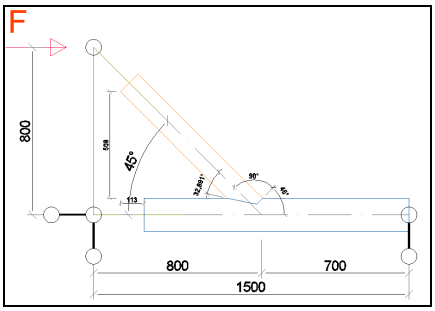


Obr. 10: Napětí σ_x (-15,81; 5,11 MPa)

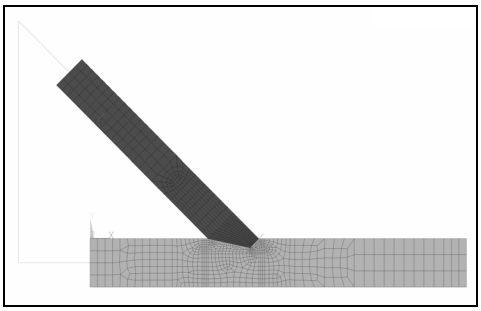
Na obrázku obr. 9 a obr. 10 je zobrazen čepový spoj sloupu a vazného trámu viz obr. 1. Čep je proveden kratší, než je hloubka otvoru vydlabaného ve vazném trámu, aby sloup dosedal na vazný trám ve správném místě. Jsou zde zobrazena napětí ve směru vláken. Pro sloup je toto napětí způsobené především tlakovou silou o hodnotě 21 kN. Napětí ve směru vláken na vazném trámu způsobuje kombinace namáhání od ohybu a tlaku kolmo na vlákna od tlakové síly ve sloupu. Výsledné napětí na obou obrázcích jsou z konečně prvkového modelu plné vazby krovu od symetrického zatížení. Obrázky slouží pro dokreslení představy o průběhu napětí na tomto detailu. Je zde vidět, že sloupek otlačuje konstrukci vazného trámu nerovnoměrně. Je to způsobenou natočením sloupku, který je podepřen vazným trámem.

Na posledních obrázcích je znázorněn vyjmutý detail rámového rohu plné vazby krovu. Tento detail B na obr. 12 byl modelován pro výstižnější popis napětí v oblasti tesařského spoje mezi páskem a vodorovným prvkem. Statický systém byl sestaven tak, aby se pásek mohl volně otáčet na kontaktní ploše, tak jak je mu to umožněno ve skutečné konstrukci. Zatížení bylo na konstrukci

simulováno jako vodorovné silové viz obr. 11 od 0 kN do 40 kN. Podle normy [4] je maximální hodnota síly v tlaku šikmého pásku pro běžné použití cca 16 kN. Pro reálné pevnosti dřeva a bez dílčích součinitelů vlastnosti materiálu je tato hodnota cca 36 kN. Rozhodující pro návrh pásku je zde otlačení vodorovného prvku.

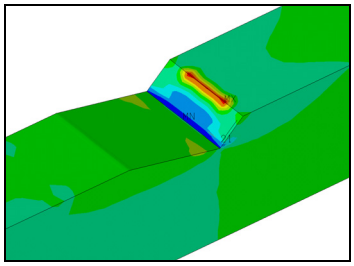


Obr. 11: Schéma spoje

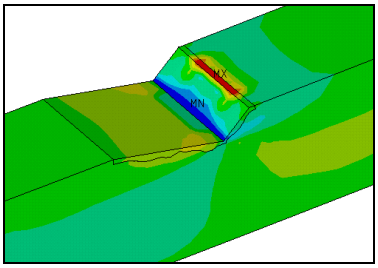


Obr. 12: Schéma spoje ANSYS

Na obr. 13 je vykresleno napětí ve smyku od vodorovné složky síly v pásku. Na tomto obrázku je výsledek spočítaný s nelineárním pracovním diagramem dřeva. V pásku je tlaková síla 16 kN. Na obrázku 14 je zobrazeno také napětí ve smyku, ale pro uvažovaný nehomogenní materiál. Jsou zde modelovány dvě různé vrstvy dřeva s různými pracovními diagramy. Bylo to z důvodu stabilnější konvergence výpočtu. V tomto modelu bylo cílem zjistit maximální sílu, kterou tento spoj přenese. Tato síla byla zjištěna v programu ANSYS hodnotou 35,86 kN (pak nastane zřejmě porušení ve smyku čelní plochy).

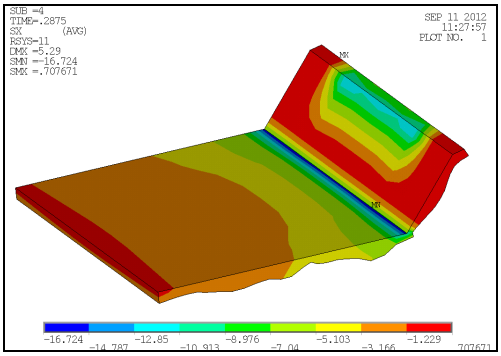


Obr. 13: σ_{xy} (-4,1; +5,1 MPa)



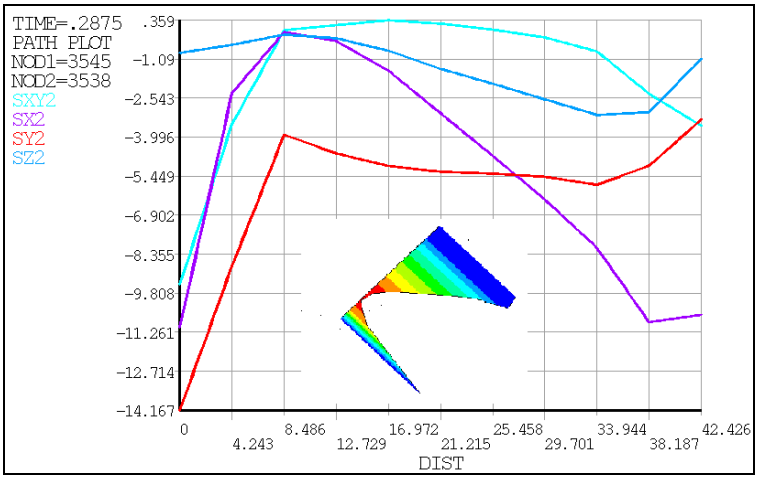
Obr. 14: σ_{xy} (-5,6; +6,0 MPa)

Obrázek 15 je vykreslení napětí kolmo na otlačnou čelní plochu od tlakové síly v pásku. Na tomto obrázku je vykresleno napětí pro nelineární pracovní diagramem dřeva. Síla v pásku je 16 kN v tlaku. Můžeme zde vidět přerozdělení napětí na otlačované ploše (šikmá plocha vpravo).



Obr. 15: Výpočet nelineární a homogenní - σ_x (-16,7; +0,7 MPa)

Obrázek 16 ukazuje 4 složky napětí na otlačnou čelní plochu od tlakové síly v pásku. Graf odpovídá modelu z předešlého obr. 15. Je zde vidět napětí kolmo na čelní plochu SX2 (fialová barva), které je zobrazeno také na malém vnitřním obrázku v tomto grafu. Zde se projevuje natočení čela pásku a tímto vzniká nerovnoměrné kontaktní napětí, které má ale téměř lineární průběh. Spodní část křivky SX2 mezi body 0 až cca 8,486 mm je ovlivněna napětím v tlaku a také napětím od ohybu v zářezu.



Obr. 16: Napětí na tesařském spoji - podélný řez čelem

6 ZÁVĚR

Krovy jsou velmi citlivé na tuhost ve vodorovných podporách. U reálné konstrukce, pokud by vodorovná tuhost v podpoře byla dost velká (cca nad 5 MNm^{-1}) a krokve by byly ve vrcholu dokonale kloubově spojeny, bez významných prokluzů, tak se konstrukce bude chovat jako trojkloubový nosník s významným nárůstem vodorovných sil.

Pro určení hodnot tuhostí byl sestaven kompletní objemový model plné vazby za účelem získání tuhosti v podporách. Bylo zjištěno, že pro statický součinitel tření dřevo - dřevo, daný hodnotou $\varsigma = 0{,}65$, bude tuhost proti posunutí cca $K_{ser} = 8$ MNm^{-1} (bez uvážení prokluzu závitové tyče). S uvážením prokluzu závitové tyče mezi železobetonovým věncem a pozednicí bude tuhost proti posunutí v podpoře na hodnotě cca $K_{ser} = 5$ MNm^{-1}.

Skutečný krov má v reálném provedení velké množství imperfekcí ve spojích a v uložení. Vlivem nedostatečně tuhé spodní konstrukce (podezdívka a železobetonový věnec) je celková tuhost vazby v uložení (systém věnce, pozednice a krokev) nižší, než je obvykle uvažováno ve výpočtech.

Pokud by, ale podklad byl dostatečně tuhý, tak se tuhost proti posunutí může ve vodorovném směru pohybovat na hodnotě cca $K_{ser} = 4$ - 10 MNm^{-1}, podle typu krovu a okrajových podmínek.

PODĚKOVÁNÍ

Příspěvek vznikl za podpory projektu Studentské grantové soutěže VŠB-TU Ostrava. Registrační číslo projektu je SP2012/99.

LITERATURA

[1] BECKER, K., RAUTENSTRAUCH, K. *Ingenieurholzbau nach Eurocode 5, Konstruktion, Berechnung, Ausführung*. Ernst & Sohn, 400 s., 2012, ISBN 978-3-433-03013-4.

[2] BECKER, K., BLAß, H., J. *Ingenieurholzbau nach DIN 1052: Einführung mit Beispielen*. Ernst & Sohn, 486 s., 2006, ISBN 978-3-433-02855-1.

[3] CECCOTTI, A. *Timber–concrete composite structures. H. Blass (Ed.), Timber engineering-step 2*, Centrum Hout, The Netherlands, 1995.

[4] ČSN 73 1702 mod DIN 1052:2004 Navrhování, výpočet a posouzení dřevěných stavebních konstrukcí – Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. Praha: ČNI. 2007. 174 s.

[5] ČSN EN 1995-1-1 73 1701 Eurokód 5: Navrhování dřevěných konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla – Společná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. Praha: ČNI. 2006. 114 s.

[6] ČSN EN 1991-1-1 73 0035 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb. Praha: ČNI. 2004. 44s.

[7] ČSN EN 1991-1-3 73 0035 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-3: Obecná zatížení – Zatížení sněhem. Praha: ČNI. 2005. 52 s.

[8] ČSN EN 1991-1-4 73 0035 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem. Praha: ČNI. 2007. 124 s.

[9] DIAS, ALFREDO, M., P., G. JORGE, LUIS, F., C. The effect of ductile connectors on the behaviour of timber-concrete composite beams. *Engineering Structures*, Vol. 33, Iss. 11, Special Issue: SI, pp. 3033-3042 DOI: 10.1016/j.engstruct.2011.05.014, 2011.

[10] GERNER, M. *Tesařské spoje*. Praha: Grada Publishing a.s., 2003.220s. ISBN 80-247-0076-X.

[11] GÖRLACHER, R. *Historische Holztragwerke; Untersuchungen, Berechnen und Instandsetzen. Sonderforschungsbereich 315*, Universität Karlsruhe (TH), ISBN 3-345540-01-5.

[12] GUAN, Z.W., ZHU, E.,C. Finite element modelling of anisotropic elasto-plastic timber composite beams with openings, *Engineering Structure*, 31, 2009, 394-403.

[13] JOHANSEN, K., W. *Theory of Timber Connections. International Association of Bridge and Structural Engineering*, Publication 9, p. 249-262, 1949.

[14] JOHNSSON, H. *Plug Shear Failure in Nailed Timber Connections - Avoiding Brittle and Promoting Ductile Failures*. Doctoral thesis, Div. of Timber Structures, Luleå University of Technology, 2004:03.

[15] KOŽELOUH, B. *Navrhování, výpočet a posuzování dřevěných stavebních konstrukcí, Obecná pravidla pro pozemní stavby*, *Komentář k ČSN 73 1702:2007*, Praha: ČKAIT, 228 s, 2008, ISBN 978-80-87093-73-3.

[16] KUKLÍK, P., KUKLÍKOVÁ, A. *Methods for evaluation of structural timber*. Dřevařský Výskum/Wood Research, Vol. 46, 2001, Iss. 1, pp. 1-10, ISSN 0012-6136.

[17] LOKAJ, A. *Timber Beam Reliability Assessment*. In Konference Euro-SIBRAM 2002 Collloquium. Praha : ITAM CAS, 2002, s. 1-8.

[18] RAVINGER, J., PSOTNÝ, M. *Analýza konštrukcií. Nelineárne úlohy*. Bratislava: STU v Bratislavě, 2007. 174 s. ISBN 978-80-227-2713-6.

[19] RELEASE 11 DOCUMENTATION FOR ANSYS, SAS IP, INC., 2007.

[20] Scia Engineer [online]. 2012 [cit. 2012-01-01]. Dostupný z WWW: < http://www.scia-online.com>.

[21] SUCHARDA, O., BROŽOVSKÝ, J. Pružnoplastické modelování železobetonového nosníku: implementace a srovnání s experimentem. *Sborník vědeckých prací VŠB-TUO, řada stavební*. 2011, roč. 11, č. 1, s. 237-244. ISSN 1213-1962.

[22] ZIENKIEWICZ, O. C. *The Finite Element Methode in Engineering Science*. London: McGraw-Hill, 1971.

Oponentní posudek vypracoval:

Doc. Ing. Martin Psotný, PhD., Katedra stavebnej mechaniky, Stavebná fakulta, STU v Bratislave.

Ing. Mikeš Karel, Ph.D., Katedra ocelových a dřevěných konstrukcí, Fakulta stavební, ČVUT v Praze.

Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské - Technické univerzity Ostrava
číslo 2, rok 2012, ročník XII, řada stavební
článek č. 34

David MIKOLÁŠEK[1], Anežka JURČÍKOVÁ[2], Jiří BROŽOVSKÝ[3]

MODELY NUMERICKÉ ANALÝZY KOLEJNICE TVARU 49 E1

NUMERICAL ANALYSIS MODELS OF 49 E1 RAIL

Abstrakt

Příspěvek se zabývá analýzou statického chování vybraného typu kolejnice 49 E1. Tyto kolejnice se často používají v oblasti ostravsko-karvinského regionu i v dalších oblastech, kde dochází k poklesu vlivem důlní činnosti. Kolejová doprava a její technologická infrastruktura je touto činností ovlivněna. Vzhledem k časovému charakteru odezvy poklesu podloží je v zájmu provozovatelů této dopravy najít efektivní a jednoduchý nástroj na předpověď chování této infrastruktury. Jedním z prvních kroků nutných k vytvoření takového nástroje je právě podrobný popis chování kolejnic vystavených namáhání v důsledku poklesu podloží. V této práci je sledován především rozdíl mezi prutovým konečně prvkovým modelem a objemovým modelem.

Klíčová slova

Železniční svršek, analýza tuhosti, kolejnice, pokles podloží.

Abstract

This paper deals with the static analysis of the 49 E1 type rails. These rails are often used in the Ostrava-Karvina region and also in other areas influenced by subsoil decreasing inducted by mining activities. Even rail transport and its technological infrastructure can be affected by the subsoil decreasing. Due to the nature of the response time decrease in soil it is in the interest of the rail service providers to find an efficient and simple tool to predict the behavior of railway structures. The deeper understanding of the rail static behaviour should be one of the basic steps to create such tool. This work mainly studied the difference between the beam and the volume finite element model.

Keywords

Railway superstructure, stiffness analysis, rails, subsoil decreasing.

1 ÚVOD

Při hornické činnosti dochází k ovlivnění všech staveb na povrchu, liniové stavby (železnice, silnice) nevyjímaje. Projevy této činnosti se objevují nejčastěji v podobě denivelací, natočení a vodorovných posunů podloží staveb. Jejich velikost a časový průběh závisí na celé řadě geologických, hydrogeologických a báňských podmínek a v neposlední řadě také na způsobu provedení liniové stavby a na tom, do jaké míry je tato připravena reagovat na předpokládané vlivy. Cílem zabezpečení musí být vždy minimalizace škod, resp. jejich průběžné odstraňování až do doby

[1] Ing. David Mikolášek, Katedra stavební mechaniky, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava-Poruba, tel.: (+420) 597 32 1391, e-mail: david.mikolasek@vsb.cz.

[2] Ing. Anežka Jurčíková, Katedra stavební mechaniky, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava-Poruba, tel.: (+420) 597 32 1391, e-mail: anezka.jurcikova@vsb.cz.

[3] 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 32 1321, e-mail: jiri.brozovsky@vsb.cz.

stabilizace horninového prostředí po ukončení hornické činnosti. U železničních tratí [1] mají projevy poddolování vliv na stavbu železničního svršku, železničního spodku i na doprovodné objekty, včetně elektrické trakce, sdělovacího a zabezpečovacího zařízení, signalizace apod. Vlivem deformací terénu jsou do konstrukcí vnášena napětí, což zpravidla způsobuje změny v konstrukcích dopravních staveb, ústící v závady a poruchy, které ohrožují bezpečnost a plynulost dopravy. V současné době používané postupy pro návrh a posouzení jak jednotlivých prvků [2] a [11], tak celého systému dopravní cesty (železniční svršek s kolejovým ložem i pevná jízdní dráha, železniční spodek, vozovka atd.) mají určitá omezení. Podobnou analýzou kolejové tratě se zabývá [3], kde je však výpočetní model pouze dvourozměrný. Uvedený typ analýzy se často kombinuje i s problematikou únavy [4]. V řadě případů se také využívá modální analýza [6]. Uvedené modely neumožňují zahrnout nejistotu údajů, zvláště pak vliv napětí a deformací vnášených do konstrukce vlivem hornické činnosti. Pro použití přesnějších nástrojů, které by vyžívaly pravděpodobnostních přístupů, je nejprve nutné získat přesnější popis jevů, které nastávají v konstrukčních prvcích železničních tratí, vystavených důsledkům hornické činnosti. V tomto příspěvku se proto studuje chování kolejnice typu 49 E1 vystavené deformačnímu zatížení.

Analýza kolejového svršku je provedena pomocí dvou typů modelů. První model je vytvořen pomocí objemových dvaceti uzlových konečných prvků SOLID95 v programu ANSYS [5] a druhý model je tvořen prutovým konečným prvkem v programu SCIA [8]. Důvodem pro volbu dvou typů modelů byla skutečnost, že program ANSYS umožňuje provádět fyzikálně i geometricky nelineární analýzy na objemovém modelu. Nelineární analýze rovinných výpočetních modelů se věnuje například [10]. Nelineární analýzu a prostorový výpočetní model používá v uvedené oblasti například [7]. Prutový model v programu SCIA umožňuje do výpočtu zahrnout geometrickou a konstrukční nelinearitu, ale neumožňuje provést fyzikálně nelineární výpočet. Je však vhodný jako základní ověření výsledků z programu ANSYS. Velkým kladem prutového modelu je jeho využitelnost pro praktické úlohy velkého rozsahu, protože není po stránce tvorby geometrie ani výpočtově tak náročný jako model objemový.

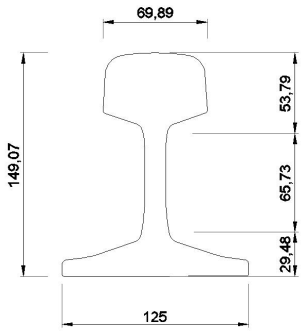
Cílem těchto strukturálních analýz je předběžné určení parametrů tuhostí kolejového svršku a jeho částí. Výstupy z těchto dvou modelů pak poslouží ke stanovení vstupních parametrů takového prutového modelu, který by měl být později využit při namáhání nejen popuštěním podloží, ale i teplotním a silovým namáháním tak, aby bylo možno provádět analýzy reálných konstrukcí železničního svršku. Výpočty s dalšími uvedenými typy zatížení a jejich kombinacemi budou předmětem dalších prací na toto téma.

2 GEOMETRIE, ZATÍŽENÍ A MATERIÁLOVÝ MODEL 49 E1

V tomto článku jsou studovány dva typy úloh. V první úloze je řešena deformace a tuhost kolejnice 49 E1 pomocí modelu tvořeného prutovým konečným prvkem a modelem z objemových konečných prvků. Na obr. 1 (b) je znázorněn příčný řez kolejnicí 49 E1. Tato kolejnice byla modelována oběma uvedenými konečně-prvkovými modely [12]. Prutovým konečným prvkem byl ověřován objemový model, který byl vytvořen pro výpočet tuhosti kolejnice o délce 3 m. Objemový model byl počítán jako geometricky a fyzikálně nelineární. Pro komplexnější vyhodnocení nelineárního výpočtu byl tento objemový model v programu ANSYS počítán s různými kombinacemi nelinearit. Statické schéma je patrné z obrázku 4 a odpovídá spojitému nosníku o pěti polích se čtyřmi vnitřními podporami ve vzdálenosti 600 mm. Zatížení bylo zavedeno ve formě deformace. Dvěma vnitřním podporám bylo zadáno posunutí 20 mm směrem dolů. Hodnota popuštění podpor (20 mm) byla zvolena s cílem, aby v kolejnici vznikla napětí za mezí kluzu a projevila se tak výrazněji fyzikální nelinearita. Do prutového modelu SCIA byl průřez kolejnice 49 E1 importován pomocí CAD systému. Poté byl převeden pomocí metody konečných prvků na průřezové charakteristiky použité v databázi programu SCIA.

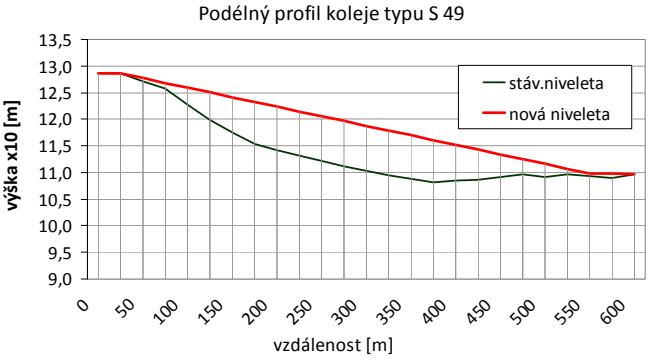
Druhý typ úlohy řeší kolejnici délky 600 m tvořenou z jednotlivých 25 m dlouhých segmentů, navzájem propojených koncovými spojkami. Detail skutečné spojky je na obrázku 1(a). V modelu použité deformace byly získány při měření na reálné trati vystavené důsledkům hornické činnosti. Změřené poklesy jsou zobrazeny na obrázku 2(b). Pro tuto úlohu byl sestaven model v programu

SCIA pomocí prutových konečných prvků. Pro úsek uvedené délky by nebylo možné sestavit objemový model, protože ten by byl z hlediska výpočetních nároků za hranicí možností běžné výpočetní techniky [5].



(a) (b)

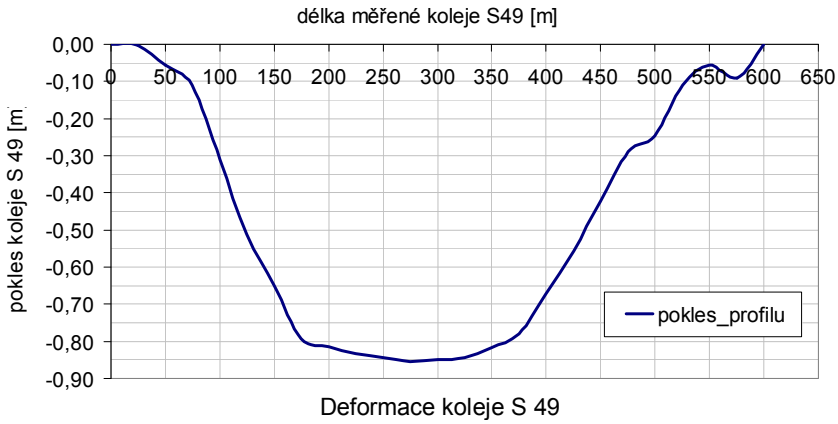
Obr. 1: (a) Kolejnicový styk kolejnice typu 49 E1; (b) Geometrie průřezu 49 E1



(a) (b)

Obr. 2: (a) Ilustrační foto deformace kolejového svršku; (b) Skutečné hodnoty deformací

Na obrázku 3 je zachycen detailnější pohled na deformovanou kolejovou trať a pokles kolejového svršku. Je zde vidět, především v pravé části křivky, změna průběhu deformace kolejnice (konvexní na konkávní a zpět na konvexní). Tyto deformace byly jako popuštění zadány do modelu v programu SCIA. I přes délku kolejnice (celková délka řešeného modelu kolejnice je 600 m) byl výpočet poměrně rychlý. Výpočet byl proveden jako geometricky nelineární (výpočet s přihlédnutím k teorii druhého řádu) s konstrukční nelinearitou v podobě prokluzů v místě napojení jednotlivých segmentů kolejnic. Dále byly v tomto řešení zohledněny pružné tuhosti v podporách ve vodorovném směru. Tímto způsoben byl simulován vliv tuhosti podloží, který brání vodorovnému posunu koleje způsobenému svislým pouštěním podpor. Do tuhosti kolejnice byla zahrnuta i rotační tuhost přípoje segmentů kolejnic. Byl vytvořen zjednodušený skořepinový model simulující tento spoj a z něj pak byla spočtena rotační tuhost přípoje spojky. Velikost této rotační tuhosti byla stanovena na hodnotu $K_{\varphi} = 2{,}4$ MNmrad^{-1}. Zjednodušený model přípoje mezi kolejnicemi spojkou byl vytvořen v programu SCIA. Důvodem byla snaha o inženýrský přístup k řešení této úlohy, kdy za pomocí běžně dostupných softwarů je možné vytvořit složitější modely konstrukcí, které mohou projektantovi přiblížit chování spoje. V programu ANSYS by taková analýza mohla být poměrně výstižná, ale prakticky orientující se konstruktér většinou nemá možnost a programové vybavení pro používání cenově náročných konečně-prvkových systémů (ANSYS, ABAQUS nebo MARC). Pro potřeby přesnějších analýz spoje kolejnic bude ale nutné vytvořit výstižnější numerický model (ANSYS) a doplnit jej o fyzikální test.



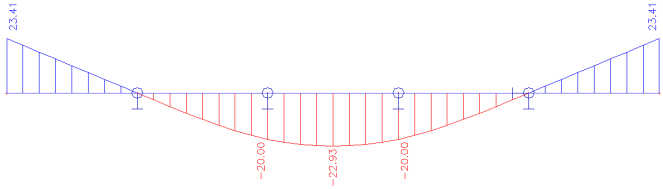
Obr. 3: Detailní pokles kolejového svršku

Materiál kolejnice je ocel značky 700 podle normy UIC80060-V s mezí pevnosti $f_{u,k}$ = 680 MPa . Mez kluzu byla stanovena na hodnotu $f_{y,k}$ = 490 MPa. V prutovém modelu v programu SCIA, kde jsou uváženy pouze geometrické nelinearity, nejsou pro výpočet deformací meze kluzu a pevnosti využity. Ocel pro prutový a objemový model má stejný Youngův modul pružnosti E = 210 GPa. Pracovní diagram objemového modelu byl bilineární s 5 % zpevněním. Použitý model materiálu je tedy zjednodušený, i když odpovídá poměrům na konkrétní trati. Na dále uvedené výsledky je proto potřeba pohlížet jako na předběžné. Kolejnice 49 E1 pocházející z jiné výroby mohou vykazovat podstatně odlišné chování materiálu (odlišný typ oceli), které může být křehkého charakteru bez výrazného plastického chování, které je předpokládáno v tomto případě.

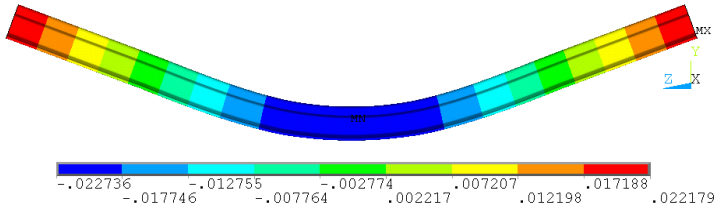
Prutový model kolejnice o délce 3 m byl vytvořen pro srovnání výsledků s objemovým modelem a pro ověření a stanovení vstupních parametrů pro prutový model úseku o délce 600 m.

3 DOSAŽENÉ VÝSLEDKY

První úloha se zabývala analýzou tuhosti kolejnice jako samostatného třímetrového prvku za účelem získání odezvy na deformační zatížení.



Obr. 4: Deformace prutového modelu kolejnici typu 49 E1 SCIA [mm]

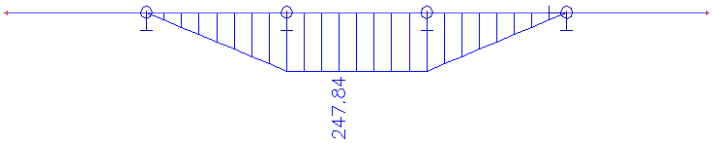


Obr. 5: Deformace objemového modelu kolejnici typu 49 E1 ANSYS [m]

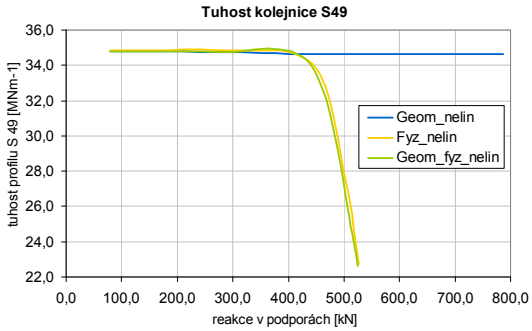
Na obr. 4 je zobrazena deformace prutového modelu při deformačním zatížení, kdy vnitřní podpory byly posunuty o U_y = 20 mm směrem dolů. Prutový model v programu SCIA je geometricky nelineární. Na obr. 5 je vykreslena deformace získaná programem ANSYS na objemovém modelu

geometricky nelineárním výpočtem. Srovnáním obou obrázků a hodnot deformací je patrná shoda jak průběhu, tak i hodnot deformací. Deformace na těchto modelech kolejnice se shodují téměř na 99 %.

Na obrázku obr. 6 jsou vykresleny ohybové momenty stanovené pomocí programu SCIA na spojitém nosníku o pěti polích. Tento průběh platí pro idealizovaný nosník, který je upnutý na čtyřech liniových podporách s možností pootočení na těchto hranách. Skutečné upnutí kolejnice 49 E1 je poněkud jiné, ale pro zjištění tuhostních a deformačních charakteristik části kolejnice je použitý model dostačující. Tyto momenty jsou vyvolány poklesem vnitřních podpor o 20 mm směrem dolů.

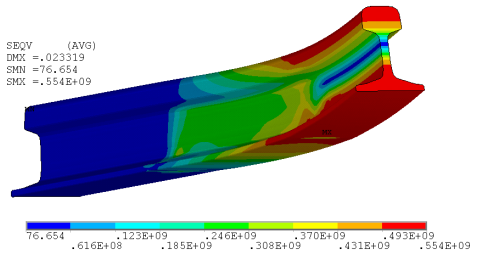


Obr. 6: Momentový obrazec kolejnice typu 49 E1 [kNm]



Obr. 7: Průběh křivek tuhostí na kolejnici 49 E1 [MNm^{-1}]

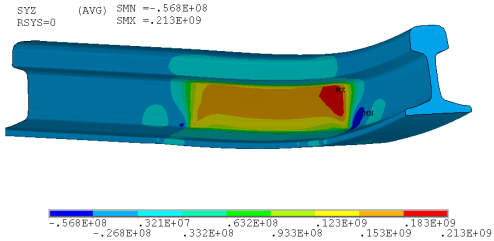
Objemový model byl spočten pro čtyři varianty nastavení geometrické a fyzikální nelinearity. V prvním případě byla úloha počítána jako geometricky a fyzikálně lineární, ve druhém jako geometricky nelineární, ve třetím případě pak jako fyzikálně nelineární a v posledním, čtvrtém, případě jako geometricky i fyzikálně nelineární. Na obr. 7 představuje křivka *Geom_nelin* geometricky nelineární model. Z průběhu křivky je patrná téměř lineární odezva deformace na zatížení s maximální sumou reakcí ve svislém směru kolem 800 kN. Tato hodnota je shodná s výslednicí reakce na prutovém modelu v programu SCIA. Křivky *Fyz_nelin* a *Geom_fyz_nelin* jsou téměř shodné. Z těchto průběhů vyplývá, že geometrická nelinearita nehraje v tomto modelu zásadní roli. Rozhodující vliv na průběh křivek jednotlivých tuhostí podle obr. 7 má fyzikální nelinearita.



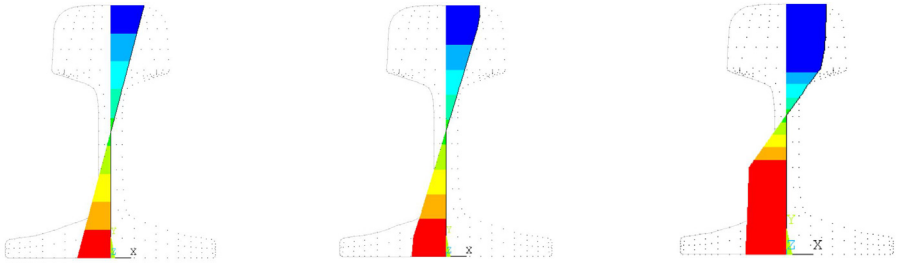
Obr. 8: Symetrická polovina třímetrové kolejnice – von Misesovo napětí [MPa]

Výše uvedené obrázky obr. 8 a obr. 9 jsou symetrické poloviny třímetrové kolejnice. Na obr. 8 je vykresleno von Misesovo napětí a na obr. 9 je spektrum smykového napětí. Obě napětí vznikla po dosažení popuštění podpor 20 mm a jsou platná pro model s geometricko-fyzikální nelinearitou. Při posunutí podpor od hodnoty přibližně 8 mm výše začíná konstrukce postupně plastizovat.

Pro fyzikálně nelineární modely byla maximální dosažená reakce cca 520 kN, poté již byla konstrukce výrazně zplastizovaná.



Obr. 9: Symetrická polovina třímetrové kolejnice - smykové napětí [MPa]



(a) (b) (c)

Obr. 10: Napětí na průřezu ve středu délky kolejnice [MPa]

Pro názornost vývoje plastických oblastí uprostřed třímetrové kolejnice na geometricko-fyzikálně nelineárním modelu jsou na obr. 10 uvedeny tři vybrané kroky výpočtu. Obr. 10(a) představuje průběh napětí od ohybu před plastizací krajních vláken a odpovídá zatížení deformací o velikosti 7 mm. Obr. 10(b) zobrazuje počátek plastizace krajních vláken v čase odpovídající deformaci 11,5 mm. Při dosažení plné hodnoty zadané deformace 20 mm, které odpovídá obr. 10(c), je průřez blízko ke kompletnímu zplastizování a je zde vidět i malý posun neutrálné osy směrem nahoru.

Získané údaje byly využity při tvorbě modelu úseku kolejnice o délce 600 m. Výsledky získané na tomto modelu jsou dále uvedeny.

Tab. 1: Normálová vnitřní síla na kolejnici vzniklá popuštěním podpor pro různé tuhosti spojů

	$K_{x,1}$		$K_{x,10}$		$K_{x,100}$		$K_{x,\infty}$	
	±N [kN]		±N [kN]		±N [kN]		±N [kN]	
Δ_3	6,03	-1,14	31,21	-11,85	158,86	-77,57	457,07	-240,94
Δ_1	45,23	-135,23	179,60	-84,07	306,56	-141,58	457,07	-240,90
Δ_0	98,37	-70,11	276,15	-148,64	396,98	-169,34	457,07	-240,73

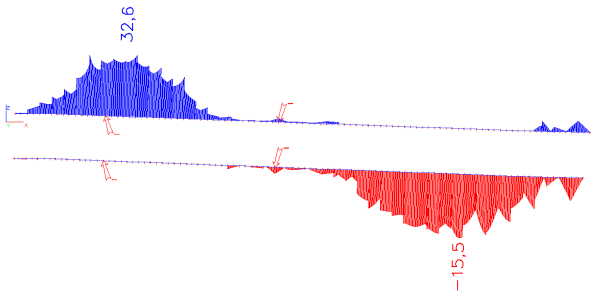
Tab. 1 popisuje závislost normálové síly v kolejnici na tuhosti podloží ve vodorovném směru a na prokluzu ve spoji mezi segmenty kolejnic (délka segmentu je 25 m). Do celkové tuhosti kolejového svršku vstupuje ještě rotační tuhost výše zmíněných kolejnicových styků. Tato tuhost byla stanovena zjednodušeným výpočtem přibližně na 2,4 MNmrad^{-1}. Vodorovná tuhost podloží byla očekávána v rozmezí od 1 do nekonečna MNm^{-1}. Prokluzy v kolejnicovém styku byly zadávány hodnotami 0, 1 a 3 mm. Tuhost proti posunutí byla stanovena podle vzorce (1).

$$K_{S49} = \frac{F_{\Sigma}}{\Delta_{20}} \tag{1}$$

kde:

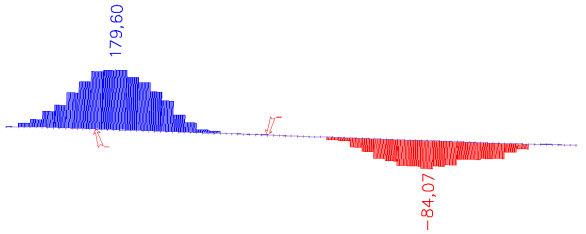
$K_{49\,E1}$	–	je tuhost proti posunutí	[Nm^{-1}],
F_{Σ}	–	suma sil, reakcí v podporách	[N] a
Δ_{20}	–	popuštění podpor	[m].

Vztah (1) zahrnuje tuhost získanou z programu ANSYS pomocí předepsané deformace a sečtením silové odezvy (reakce) ve vnějších vazbách. Tento vztah byl použit také pro sestrojení grafu na obr. 7. Za pomoci tohoto vztahu byla zjednodušeně stanovena vodorovná tuhost podloží, kdy byla postupně volena deformace a síla a z těchto dvou parametrů byla dopočtena tuhost tak, aby posun kolejí odpovídal předpokládaným okrajovým podmínkám.



Obr. 11: Napětí od ohybu a normálové síly na kolejnici [MPa]

Na obr. 11 jsou napětí od kombinace ohybu a normálové síly. Normálová síla má na průběh a velikost napětí rozhodující vliv. Kolejnice je při své délce měkká a tedy i velikost rotační tuhosti spojky má malý vliv na přerozdělení reakcí a vnitřních sil. Napětí zde uvedené odpovídají hodnotám tuhostí a prokluzů ($K_{x,10}$, Δ_1) podle tab. 1. Tyto výsledky byly ze zpracovávaných dat vybrány, protože se nejvíce blíží reálné odezvě na pokles podloží.



Obr. 12: Normálová síla na kolejnici [kN]

Poslední obr. 12 zobrazuje hodnoty normálové síly podle nastavených parametrů tuhostí a prokluzů ($K_{x,10}$, Δ_1) v tab. 1. Pro tyto okrajové podmínky dosahují síly na kolejnici, při zadaném poklesu podloží, v tlaku velikost -84,07 kN a v tahu pak hodnoty 179,60 kN.

4 ZÁVĚR

Kolejnice typu 49 E1 je používána na řadě železničních tratí na území ČR a také na mnoha tratích na poddolovaném území. Stálá obnova a spravování těchto kolejových svršků je pracná a nákladná. Poklesy kolejí je obtížné předpovídat. Pokud vzniknou, mohou ihned, nebo v důsledku účinků dalších vlivů, vést k omezení nebo k úplnému zastavení provozu na takto postižených komunikacích.

Cílem numerických modelů má být předpověď možného chování kolejového svršku na základě naměřených poklesů a rozhodnout podle souhrnu informací o dalším vývoji a sanaci kolejového svršku. Především identifikovat místa a celky, které je nutno sanovat. V článku byly představeny numerické analýzy modelu kolejnice 49 E1, které by měly základem pro tvorbu takového komplexního numerického modelu. Výsledky uvedené v článku mají vzhledem k použitým parametrům materiálu předběžný charakter a omezenou platnost. Zatím nebyly ověřeny laboratorními

zkouškami. Autoři se budou v dalším výzkumu a modelování metodou konečných prvků zabývat provedením parametrické studie pro jednotlivé vstupní parametry. Bude zde uvážen také vliv dynamiky podobně jako [6] a [9].

PODĚKOVÁNÍ

Práce byly podporovány z prostředků koncepčního rozvoje vědy, výzkumu a inovací pro rok 2012 přidělených VŠB-TU Ostrava Ministerstvem školství, mládeže a tělovýchovy České republiky.

LITERATURA

[1] ČSN 73 6301 *Projektování železničních drah. Praha*: Český normalizační institut, 1998. 20 s.

[2] HRUZÍKOVÁ, M. Použití podrazcových podložek v srdcovkách výhybek. *Stavební obzor*. 2011, roč. 20, č. 3, s. 69-72. ISSN 1210-4027.

[3] NOORZAEI, J., POUR, PM., JAAFAR, MS., ET AL. Numerical Simulation of Railway Track Supporting System Using Finite-Infinite and Thin Layer Elements Under Impulsive Loads. *Journal of Civil Engineering and Management*. 2012, Vol. 18, Iss. 2, p. 245-252. ISSN 1392-3730. DOI:10.3846/13923730.2012.671286.

[4] RINGSBERG, JW., FRANKLIN, FJ., JOSEFSON, BL., KAPOOR, A, NIELSEN, JCO. Fatigue evaluation of surface coated railway rails using shakedown theory, finite element calculations, and lab and field trials. *International Journal of Fatigue*. 2005, Vol. 27, Iss. 6, p. 680–694. ISSN 0142-1123. DOI: 10.1016/j.ijfatigue.2004.11.002.

[5] RELEASE 11 DOCUMENTATION FOR ANSYS, SAS IP, INC., 2007.

[6] KORTIŠ, J. Estimation of Modal Parameters by using Operational Modal Analysis, In *Proceedings of the 5th International Conference on Dynamics of Civil Engineering and Transport Structures and Wind Engineering*, DYN-WIND 2011, 30.05-02.06.2011, Jasná pod Chopkom, Žilina: Žilinská univerzita v Žiline, 978-80-554-0354-0.

[7] KULKARNI, SM., HAHN, GT., RUBIN, CA., BHARGAVA, V. Elasto-Plastic Finite Element Analysis of Repeated Three-Dimensional, Elliptical Rolling Contact With Rail Wheel Properties. *Journal of Tribology*. 1991, Vol. 113, Issue 3, p. 434, 8 pages. ISSN 0742-4787. DOI: 10.1115/1.2920643.

[8] Scia Engineer [online]. 2012 [cit. 2012-01-01]. Dostupný z < http://www.scia-online.com>.

[9] SHABANA, AA., CHAMORRO, R., RATHOD, C., A multi-body system approach for finite-element modelling of rail flexibility in railroad vehicle applications. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part K: Journal of Multi-body Dynamics*. 2008, Vol. 222, Iss. 1, p. 1-15. ISSN 1464-4193. DOI: 10.1243/14644193JMBD117.

[10] SUCHARDA, O., BROŽOVSKÝ, J. Pružnoplastické modelování železobetonového nosníku: implementace a srovnání s experimentem. *Sborník vědeckých prací VŠB-TUO, řada stavební*. 2011, roč. 11, č. 1, s. 237-244. ISSN 1213-1962.

[11] TOMICA, V., BROUL, J., HUDEČEK, L. Nové prvky v konstrukci železničního tělesa v poddolovaném a zátopovém území. *Sborník vědeckých prací VŠB-TUO, řada stavební*. 2001, roč. 1, č. 1, s. 11-19. ISSN 1213-1962.

[12] ZIENKIEWICZ, O. C. *The Finite Element Methode in Engineering Science*. London: McGraw-Hill, 1971.

Oponentní posudek vypracoval:

Prof. Ing. Ján Bujňák, CSc., Katedra stavebných konštrukcií a mostov, Stavebná fakulta, ŽU v Žiline.

Doc. Ing. Otto Plášek, Ph.D., Ústav železničních konstrukcí a staveb, Fakulta stavební, VUT v Brně.

Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské - Technické univerzity Ostrava
číslo 2, rok 2012, ročník XII, řada stavební
článek č. 35

Jiří PROTIVÍNSKÝ[1], Martin KREJSA[2]

VYUŽITÍ PRINCIPU DISIPACE PŘI SEISMICKÉM NÁVRHU OCELOVÉ KONSTRUKCE PARNÍHO KOTLE

MAKING USE OF THE PRINCIPLE OF ENERGY DISSIPATION IN THE SEISMIC DESIGN OF A STEEL STRUCTURE OF A STEAM BOILER

Abstrakt

Při návrhu nosné konstrukce vystavené účinkům zemětřesení je možné analyzovat konstrukci pomocí lineárně jako lineárně pružnou nebo jako konstrukci s plastickými klouby, které se rozvinou během seismické situace. Oba způsoby analýzy konstrukcí jsou definovány v evropských normách navrhování, ovšem druhý způsob vycházející z principu přeměny seismické energie v teplo v plastických kloubech je z důvodu náročnosti průkazu bezpečnosti, využíván minimálně. Aplikace principů toho přístupu je prezentována v příspěvku na příkladu konstrukce parního elektrárenského kotle.

Klíčová slova

Seismicita, zemětřesení, disipace energie, disipativní zóna., duktilita, součinitel duktility.

Abstract

For structural design of steel structures under seismic action there are two possible approaches of global analysis. In global analysis we can consider the structure to behave in linear elastic way or in post-elastic way with developing of plastic hinges during seismic situation. The second method is based on principle of seismic energy transformation into thermal energy. Both design methods are defined in Eurocodes but the post-elastic way is only rarely used because of design complexity. Application of this design method is presented in the entry on example of steam power plant boiler structure.

Keywords

Seismicity, earthquake, energy dissipation, critical zones, ductility, behaviour factor.

1 ÚVOD

Navrhování konstrukcí vystavených seismickým účinkům s sebou nese řadu aspektů, které je potřeba při návrhu zohlednit. Především je potřeba zajistit předepsanou míru spolehlivosti konstrukce po celou dobu její plánované životnosti. Je potřeba vzít v úvahu, že jakkoli precizně provedená matematická globální analýza konstrukce je zatížená určitou mírou nejistoty vyplývající z nepřesného odhadu velikosti a typu působícího zemětřesení, a z nejistot vyplývajících ze zjednodušení reálné konstrukce na dynamický model. Také je potřeba mít na paměti, že při návrhu dynamicky namáhaných konstrukcí nemusí zesílení konstrukce vést k bezpečnějšímu návrhu.

[1] Ing. Jiří Protivínský, Katedra stavební mechaniky, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava-Poruba, tel.: (+420) 777 995 914, e-mail: jiri.protivinsky@vsb.cz.

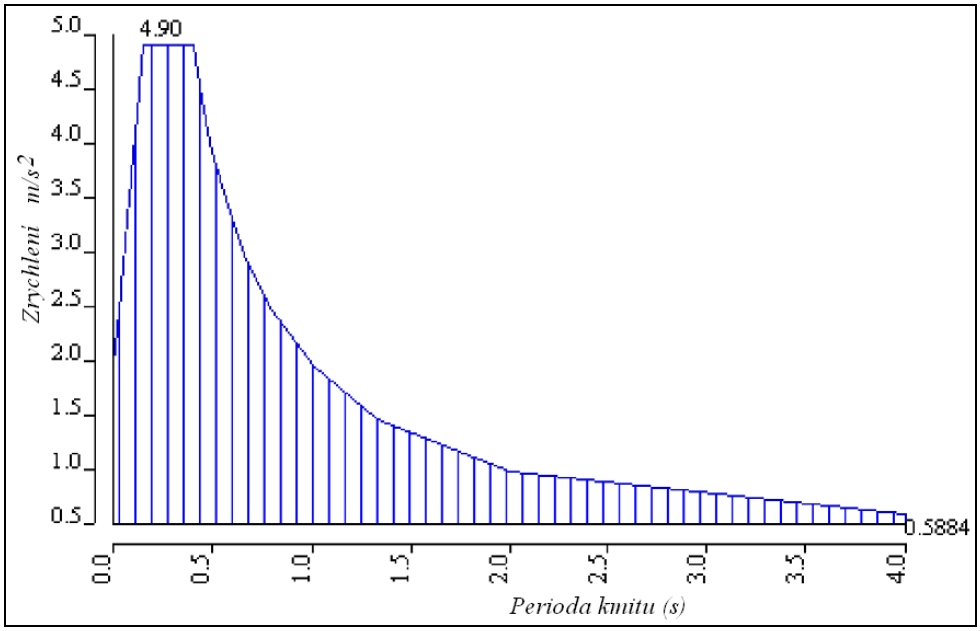
[2] Doc. Ing. Martin Krejsa, Ph.D., Katedra konstrukcí, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava-Poruba, tel.: (+420) 597 321 303, e-mail: martin.krejsa@vsb.cz.

Analýza konstrukce dimenzované na účinky zemětřesení může být provedena jako lineárně pružná statická analýza zahrnující účinky zemětřesení buď ve formě statických sil nebo ve formě harmonického buzení v podloží. Druhou možností je dimenzovat konstrukci, která na seismické buzení odpovídá nepružně. Tato možnost je nazývána disipativní koncepcí, jelikož předpokládá, že energie zemětřesení působící na konstrukci může být v takto navržené konstrukci disipována v plastických kloubech, neboli přeměněna v teplo během plastifikace projektovaných oblastí (dále „disipativních zón“). Návrh disipativních konstrukcí ovšem k výše zmiňovaným nejistotám přidává další vyplývající ze statistického rozptylu hodnoty meze kluzu v použitých prvcích a změně dynamického chování nelineární konstrukce. Aplikace této koncepce bude v tomto příspěvku prezentována na návrhu disipativní konstrukce elektrárenského kotle. Dále zde budou prezentovány výsledky studie hospodárnosti disipativní koncepce oproti klasickému elastickému návrhu a nastíněny problematická místa této metody.

2 TEORETICKÉ POZADÍ ŘEŠENÍ SEISMICKÉHO NÁVRHU KONSTRUKCÍ

Zemská kůra je tvořena zemskými deskami, které se vůči sobě pohybují. Jednotlivé desky si vzájemně brání v pohybu silami vyvolanými třením v ploše vzájemného kontaktu. Seismický impuls vzniká náhlým uvolněním naakumulované energie vnitřních sil na okraji jedné ze zemských desek. Tato energie se následně šíří zemským masivem formou různých typů vln [1]. Seismické zatížení konstrukcí pak uvažujeme jako ustálené harmonické buzení v podporách konstrukce. Seismické zatížení pro konkrétní stavbu je dáno hodnotou referenčního zrychlení podloží, které je pro danou lokalitu stanoveno v seismických mapách a odpovídá velikosti zemětřesení s dobou návratu 475 let.

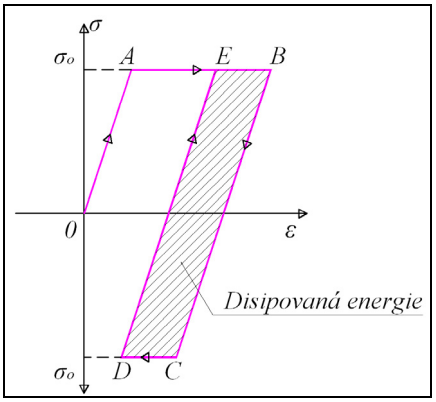
V dnešní době je nejrozšířenějším způsobem analýzy konstrukcí zatížených seismicitou metoda pružného spektra odezvy podloží pro dané místo stavby s harmonickou analýzou konstrukce rozvojem do vlastních tvarů. Tato metoda převádí referenční zrychlení podloží na spektrum několika zrychlení působících s periodou kmitů blížící se nule až po periodu kmitu rovnu 4 sekundy. Tato metoda umožňuje zohlednit vliv tlumení vnitřním útlumem konstrukce a kombinovat účinky více vlastních tvarů kmitání.



Obr. 1: Návrhové spektrum pružné odezvy podloží použité pro analýzu vyšetřované konstrukce – nedisipativní varianty

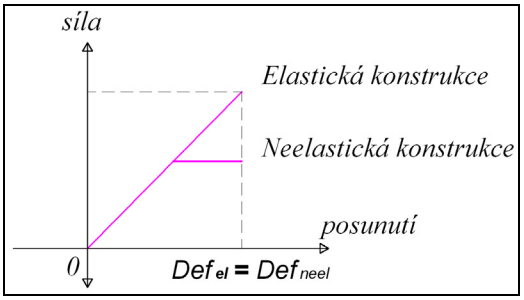
3 TEORETICKÉ POZADÍ DISIPATIVNÍHO NÁVRHU KONSTRUKCÍ

Disipativní návrh vychází z aplikací zásad teorie plasticity, principů druhého termodynamického zákona a teoretických prací I. Prigogina [2] a H. Zieglera [3]. Překročením meze kluzu materiálu ve vybraných detailech dochází k nevratnému termodynamickému jevu, energie vnějších sil se mění v teplo, entropie systému roste a v souladu s dynamickým materiálovým modelem dochází k změnám struktury materiálu.



Obr. 2: Pracovní diagram oceli v disipativních zónách konstrukce[4]

N. M. Newmark [4] prokázal, že konstrukce, která zůstane elastická má přibližně stejné výsledné deformace jako konstrukce u níž došlo k rozvoji plastických oblastí. Z tohoto poznatku vyplývá, že disipativní konstrukce je možno navrhovat pomocí lineárně pružné analýzy.



Obr. 3: Princip stejných deformací [4]

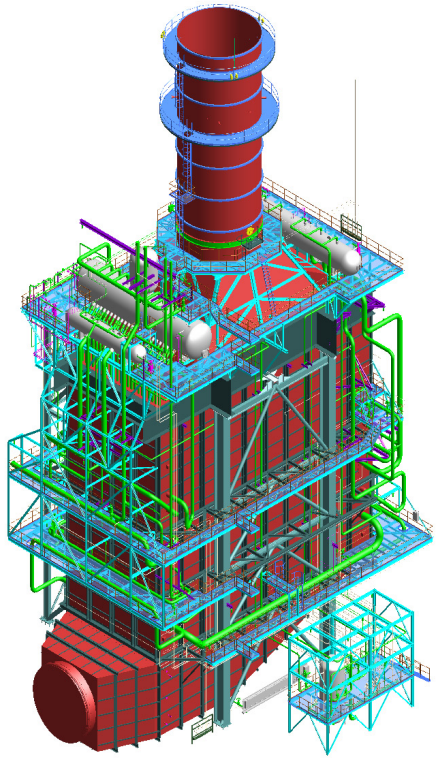
Potenciál konstrukce disipovat energii vyjadřuje součinitel duktility. Jinými slovy součinitel duktility kvantifikuje míru rezerv konstrukce jako celku v nepružné oblasti. Tento součinitel stanovuje projektant konstrukce podle způsobu předpokládaného rozptylu energie v disipativních zónách a podle míry statické neurčitosti konstrukce. Hodnota součinitele duktility může dosahovat v souladu s EN normami [6] hodnot od jedné do šesti i více. Tímto číslem jsou děleny silové účinky zemětřesení na prvky konstrukce i účinky konstrukce na spodní stavbu, jedná se tedy o součinitel, který výsledný návrh ovlivní zásadním způsobem.

Podstatou návrhu disipativní konstrukce je rozmístění disipativních zón v konstrukci tak, aby k rozvoji plastických deformací ve všech zónách docházelo rovnoměrně. Disipativní zóny mají být rozmístěny rovnoměrně po výšce i půdorysu konstrukce tak, aby jejich plastifikací nedošlo ke změně pravidelnosti či symetrie konstrukce. Mohou být projektovány do prvků příčlí, ztužidel případně do přípojů těchto prvků k ostatním konstrukcím.

4 POPIS VYŠETŘOVANÉHO TYPU KONSTRUKCE

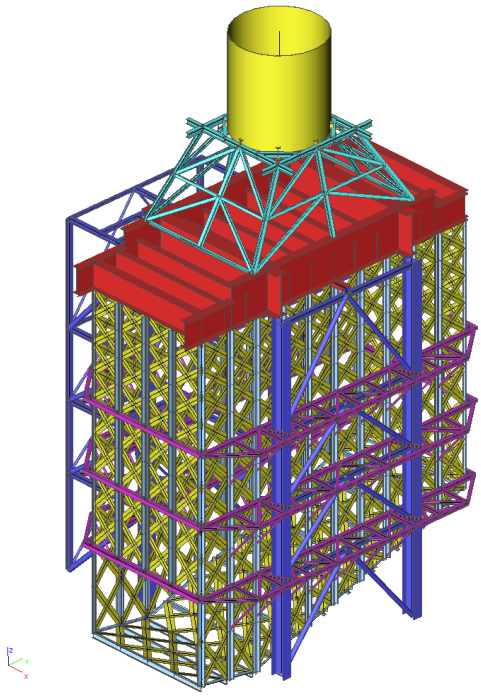
Aplikace disipativní koncepce navrhování bude prezentována na příkladu nosné ocelové konstrukce elektrárenského vertikálního kotle na odpadní teplo. Základním pracovním úkonem elektrárenského kotle je přeměna vody v páru pro potřeby parní turbíny.

Vertikální kotle jsou tvořeny pláštěm kotle, který slouží k vedení spalin od spalovací turbíny ke komínu. Uvnitř pláště tedy v prostoru, kde proudí spaliny, jsou vedeny potrubní systémy v nichž dochází k ohřívání vody, jejímu odpaření a přehřívání výstupní páry. Spalinovod i potrubní systém jsou zavěšeny na nosnou konstrukci stropu kotle a dilatují směrem dolů. Plášť kotle je k nosné konstrukci uchycen přes kluzné svislé vedení, které zajišťuje polohu kotle a přenos vodorovných sil do základů.

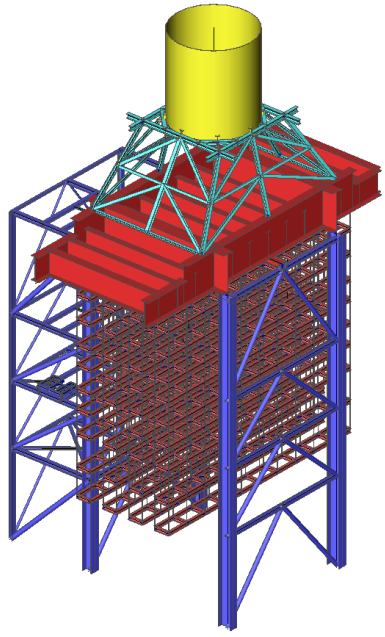


Obr. 4: 3D náhled na model vertikálního kotle v programu PDMS (projekt Krasnodar, Rusko)

Nosná konstrukce vertikálního kotle je tvořena prostorovým rámem na jedné straně kotle, rovinným ránem na druhé straně kotle a stropními nosníky. Stropní nosníky zajišťují polohu rovinného rámu a je na nich zavěšen celý kotel, tedy jeho plášť i veškeré potrubní systémy. Převážná část statického zatížení je přenášena do sloupů stropními nosníky a působí v hlavě sloupů. Z hlediska dynamického působení, jsou hmoty v konstrukci soustředěny především v potrubních systémech. Potrubní svazky (dále „moduly“) jsou zavěšeny jeden do druhého a vše je zavěšeno přes nejhornější modul do stropních nosníků. Kluzné svislé vedení modulů je řešeno v několika úrovních ovšem ne v úrovni každého modulu. Dynamické vyšetření chování celého potrubního systému bude předmětem další práce. Pro potřeby této studie byly hmoty konzervativně rozděleny do míst vedení.



Obr. 5: 3D náhled na statický model vertikálního kotle v programu SCIA (projekt Krasnodar, Rusko)



Obr. 6: 3D náhled na statický model vertikálního kotle v programu SCIA – simulace zavěšení potrubních svazků (projekt Krasnodar, Rusko)

5 NÁVRH DISIPATIVNÍ KONSTRUKCE VERTIKÁLNÍHO KOTLE

Přenos vodorovných sil v konstrukcích vertikálních kotlů je zajištěn svislým zavětrováním sloupů ve tvaru „A“ a ohybovou tuhostí sloupů. Disipativní zóny u tohoto typu konstrukce je možno řešit v tlačených diagonálách ztužidel, příčlích nebo v seismických článcích excentrického ztužení. Pro další práci byla zvolena varianta se svislými seismickými články. Jejich výhodou je, že mohou být po seismické události snadno demontovány a nahrazeny novými prvky.

Pro stanovení hodnoty součinitele duktility bylo potřeba zařadit konstrukci do odpovídající třídy duktility podle EN 1998[6]. Volba třídy duktility je odvislá od tříd průřezů požitých pro primární seismické prvky, jak je klasifikuje EN 1993-1-1[7]. Dimenze profilů stanovená na konstrukcích kotlů na účinky statických zatížení bývají obvykle třídy 1 a 2, proto byla konstrukce zařazena do třídy duktility M s maximální hodnotou součinitele duktility 4. Konstrukce vertikálního kotle zpravidla nesplňuje kriteria pravidelnosti definovaná v EN 1998[6], proto není vhodné používat maximálních dovolených hodnot uvedených v tabulce 1. Hodnota součinitele duktility byla pro disipativní návrh konstrukce vertikálního kotle stanovena na hodnotu 3,2.

Tab. 1: Omezení tříd průřezu podle třídy duktility konstrukce

Třída duktility	Koncepce navrhování	Maximální třída průřezu	Maximální součinitel duktility
L - nízká	nedisipativní	4	1,5
M - střední	disipativní	3	2
	disipativní	2	4
H - vysoká	disipativní	1	> 4

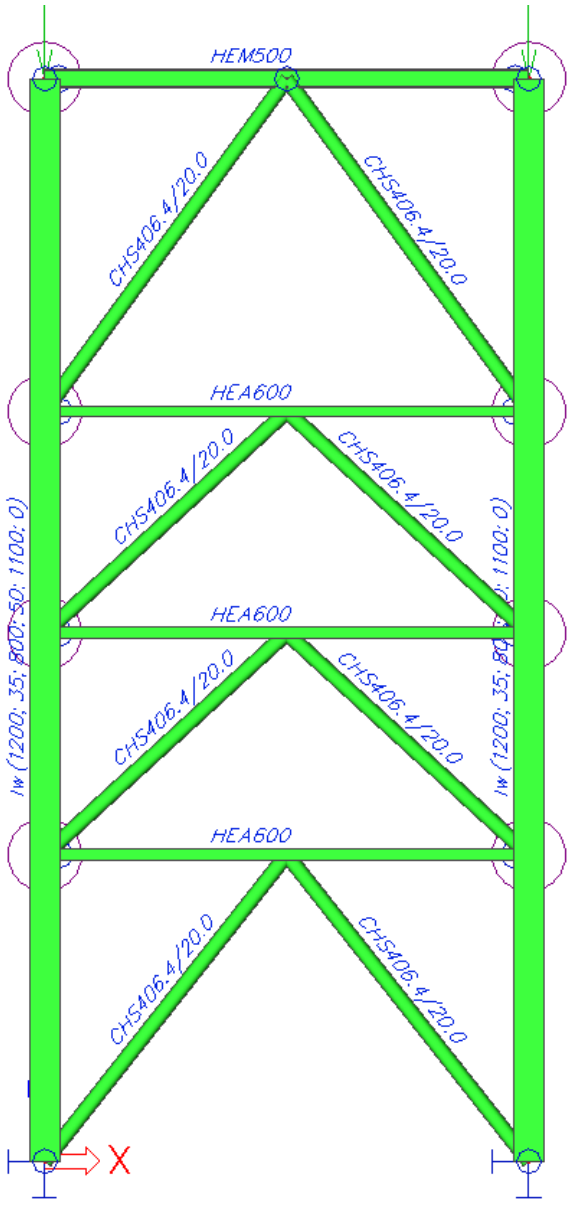
6 POROVNÁNÍ NÁVRHU DISIPATIVNÍ A NEDISIPATIVNÍ KONSTRUKCE

Pro potřeby této studie byla vyšetřována část konstrukce vertikálního kotle realizovaného firmou Babcock Borsig Steinmüller CZ s.r.o. (dále „BBS“) v roce 2011 v lokalitě Krasnodar, Rusko. Konstrukce byla navržena jako nedisipativní na účinky seismicity definované referenčním zrychlení podloží 0,2g zvětšené součinitelem významu konstrukce na 0,3g. Z prostorové konstrukce, která je vyobrazena na obrázku 5 a 6 byla izolována 2D konstrukce nesoucí polovinu stropu a tedy polovinu rozhodujícího zatížení kotle. Zjednodušení kompletního řešení na ohraničenou dílčí část vedlo ke snížení pracnosti a zvýšilo vypovídající hodnotu výsledného porovnání hmotností obou variant. Náhodné účinky krutu konstrukce jako celku budou zohledněny zvětšením momentových vnitřních sil v souladu s EN 1998[6]. Součinitel disipace nedisipativní konstrukce byl stanoven v souladu s EN 1998 [6] na 1,5.

Návrh vyšetřované konstrukce disipativní koncepcí si vyžádal několik koncepčních úprav statického modelu. V nedisipativní variantě byly všechny přípoje příčlí ke sloupům modelovány jako kloubové se zanedbáním rotačních tuhostí přípojů. Při disipativním návrhu bylo nutné zvýšit statickou neurčitost konstrukce, proto byly kloubové přípoje příčlí a rámů nahrazeny momentově tuhými spojeními. Další zásadní změnou bylo vložení seismických článků mezi styčníky vertikálního zavětrování a příčlí. S ohledem na praktické aspekty snadné demontáže byly zvoleny krátké svislé seismické články různých délek. Délka byla volena tak, aby byl splněn požadavek rovnoměrného přetížení všech disipativních zón a maximální faktor přetížení nejvíce namáhaného článku od nejméně namáhaného článku nelišil o více jak 25%.

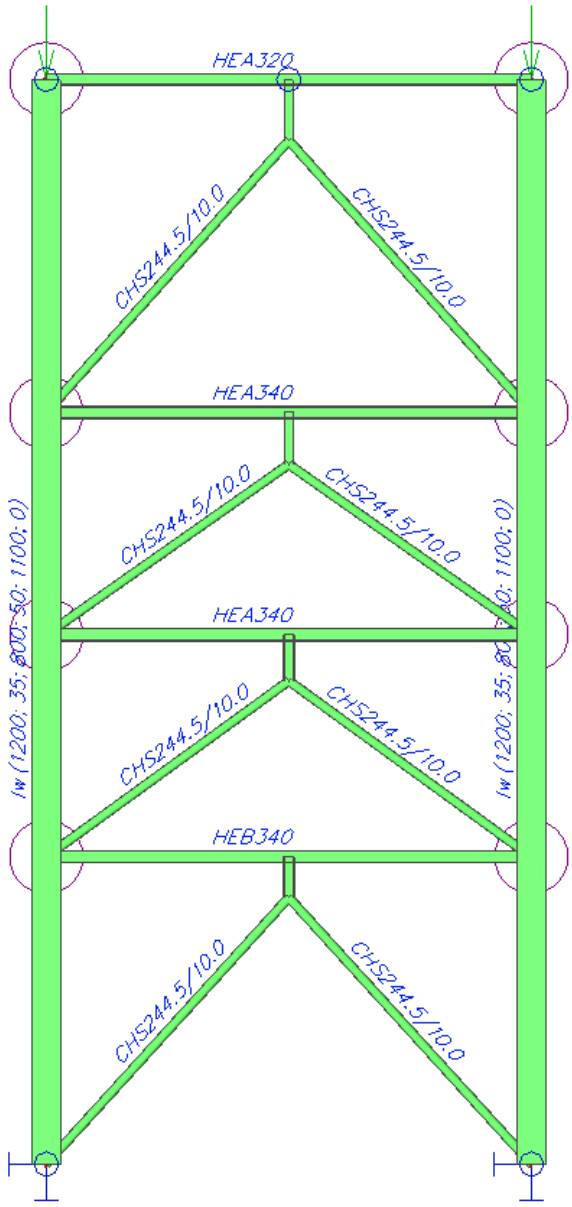
Dynamická analýza konstrukce v obou variantách byla provedena v programu Scia Engineer 2011.1 pro prvních deset vlastních frekvencí konstrukce. Pro výpočet vlastních tvarů byla zvolena metoda iterace podprostoru. Účinky jednotlivých vlastních tvarů byly kombinovány metodou úplné kvadratické kombinace s uvážením součinitele logaritmického útlumu 0,05 zadaného pro celé

spektrum vlastních frekvencí. Změna tlumících charakteristik v plastických kloubech disipativní konstrukce byla zanedbána a její přesné určení bude předmětem další práce. Vzhledem k tomu, že suma hmot účinných v jednotlivých vlastních tvarech přesáhla v obou vyšetřovaných směrech 99%, byly do výpočtu uváženy pouze participující hmoty.



Obr. 7: 3D náhled na statický model výseku konstrukce vertikálního kotle v programu SCIA – nedisipativní návrh (symbolicky znázorněné rozmístění působících zatížení a hmot)

Rozhodující vlastní frekvence nedisipativní konstrukce byla 1,074Hz pro směr X a 0,637Hz pro směr Y. Uvedeným frekvencím odpovídal jednoduchý vlastní tvar s jednou vlnou.



Obr. 8: 3D náhled na statický model výseku konstrukce vertikálního kotle v programu SCIA – disipativní návrh (symbolicky znázorněné rozmístění působících zatížení a hmot)

Rozhodující vlastní frekvence disipativní konstrukce byla 0,299Hz pro směr X a 0,639Hz pro směr Y. Uvedeným frekvencím odpovídal jednoduchý vlastní tvar s jednou vlnou.

Návrh dimenzí disipativních článků byl proveden na účinky zemětřesení redukované podělením součinitelem duktility. Přípoje článků, příčle a sloupy byly ověřeny kapacitním návrhem. Bylo potřeba prokázat, že prvky připojené na články bezpečně odolají silám rovným plastické únosnosti článků zvětšeným součiniteli vyjadřujícími statistický rozptyl meze kluzu materiálu. Dalším ověřením potom bylo prokázání, že všechny prvky mimo disipativní zóny bezpečně přenesou silové účinky vyplývající ze speciální kombinace:

$$R_{dJ} \geq \gamma * \frac{R_{dI}}{E_{dI}} * E_{dJ} + S_{dJ,G} \quad (1)$$

kde:

R_{dJ} – je únosnost prvku mimo disipativní zóny (N, M, V)

γ – bezpečnostní součinitel

R_{dI} – únosnost seismického článku (N, M, V)

E_{dI} – zatěžovací účinek v seismickém článku od seismického zatížení (N, M, V)

E_{dJ} – zatěžovací účinek v prvcích mimo disipativní zóny od seismického zatížení (N, M, V)

$S_{dJ,G}$ – zatěžovací účinky od neseismických zatěžovacích stavů, které se vyskytují v seismické kombinaci v prvcích mimo disipativní zóny (N, M, V)

7 POROVNÁNÍ HOSPODÁRNOSTI DISIPATIVNÍ A NEDISIPATIVNÍ KONSTRUKCE

Rozdíl v dimenzích na posuzovaných variantách se projevil především ve výztužném systému konstrukce a v dimenzích rámových příčlí. Podíl hmotnosti jednotlivých typů konstrukce na celkové konstrukci vertikálního kotle a rozdíl hmotnostních podílů shrnují následující tabulky.

Tab. 2: Hmotnosti konstrukcí stanovené pro modelované varianty - hodnoty uváděné v kg

Druh konstrukce	Sloupy	Příčle	Články	Zavětrování	Celkem
Nedisipativní konstrukce	54511	10544	0	15058	80113
Disipativní konstrukce	54511	5789	593	4127	65020

Tab. 3: Procentuelní rozdělení hmotností konstrukcí rozpočítané na celou konstrukci vertikálního kotle projektu Krasnodar – hodnoty uváděné v procentech

Druh konstrukce	Sloupy	Příčle	Články	Zavětrování	Strop kotle	Celkem
Nedisipativní konstrukce	31,3	6,4	0	6,1	53,4	100
Disipativní konstrukce	31,3	3,5 - 6,4	1	1,7 - 4	53,4	93,7–98,9

Tab. 4: Reakce konstrukce na spodní stavbu - hodnoty uváděné v kN

Druh konstrukce	R_x	R_y	R_z	M_x	M_y	M_z
Nedisipativní konstrukce	3449	715	24915	0	0	0
Disipativní konstrukce	1545	345	14078	0	0	0

8 ZÁVĚR

Návrh disipativních konstrukcí vede k návrhu konstrukcí hospodárnějších. V případě nosné konstrukce vertikálního parního kotle na odpadní teplo vede použití disipativní koncepce navrhování vede k úspoře návrhu v řádu procent. Úsporu je možné očekávat v návrhu dimenzí profilů zavětrování a příčlí. Velké úspory je také možno dosáhnout při návrhu základů, jelikož účinky konstrukce na spodní stavbu jsou při disipativním návrhu nepřímo úměrně menší než hodnoty dosažené při nedisipativním návrhu a to v poměru použitých součinitelů duktility.

PODĚKOVÁNÍ

Příspěvek byl realizován za finančního přispění ze státních prostředků prostřednictvím Studentské grantové soutěže. Registrační číslo projektu je SP2012/186.

LITERATURA

[1] BULLEN, K & BOLT, B. *An introduction to the theory of seismology*. 4th Ed. New York: Cambridge University Press, 1985, XVII, 499 pp. ISBN 05-212-8389-2

[2] NICOLIS, G. & PRIGOGINE, I. *Self-organization in Nonequilibrium Systems: From Dissipative Structures to Order through Fluctuations.* 1st. Ed.California, USA: John Wiley & Sons, 1977. 512 pp. ISBN 0-471-024-015.

[3] GURTIN, M. & FRIED, E. & ANAND, L. *The mechanics and thermodynamics of continua*. 1st. Ed. New York: Cambridge University Press, 2010, XXI, 694 pp. ISBN 05-214-0598-X.

[4] NEWMARK, N & HALL, W. *Earthquake spectra and design (Engineering monographs on earthquake criteria, structural design, and strong motion records*. California.: Earthquake Engineering Research Institute, 1982, 103 pp. ISBN 09-431-9822-4.

[5] TEPLÝ, B. *Pružnost a plasticita*. 2. vyd. Brno: CERM, 2000, 199 pp. ISBN 80-214-1622-X.

[6] ELGHAZOULI, A. *Seismic design of buildings to Eurocode 8*. New York: Spon Press, 2009, XVI, 318 pp. ISBN 978-020-3888-940.

[7] SILVA, L. & SIMOES, R, *Design of steel structures: Eurocode 3: design of steel structures : part 1-1 - general rules and rules for buildings.* Brussels: ECCS, 2010, XVI, 438 pp. ISBN 978-92-9147-098-3.

Oponentní posudek vypracoval:

Prof. Ing. Juraj Králik, PhD., Katedra stavebnej mechaniky, Stavebná fakulta, STU v Bratislave.

Doc. Ing. Stanislav Pospíšil, Ph.D., Ústav teoretické a aplikované mechaniky AV ČR, v. v. i., Praha.

Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské - Technické univerzity Ostrava
číslo 2, rok 2012, ročník XII, řada stavební
článek č. 36

Oldřich SUCHARDA[1], David MIKOLÁŠEK[2], Jiří BROŽOVSKÝ[3]

URČENÍ KRYCHELNÉ PEVNOSTI BETONU U POUŽITÝCH ZKUŠEBNÍCH TRÁMCŮ

DETERMINATION OF CONCRETE CUBE STRENGTH FROM USED SAMPLES

Abstrakt

Příspěvek se zabývá určením pevnosti betonu v tlaku. Pro zkoušky jsou použity krychle, válce a použité zkušební trámce. Trámce byly nejprve použity u tříbodové nebo čtyřbodové zkoušky na ohyb a následně využity k určení pevnosti betonu v tlaku. Trámce jsou bez výztuže nebo s výztuží. Pro ověření výstižnosti provedených experimentů a výpočtů je využito nelineární analýzy.

Klíčová slova

Beton, pevnost, tlak, výpočet, dodatečné zkoušení, modelování.

Abstract

This paper deals with the determination of compressive strength of concrete. Cubes, cylinders and re-used test beams were tested. The concrete beams were first subjected to three-point or four-point bending tests and then used for determination of the compressive strength of concrete. Some concrete beams were reinforced, while others had no reinforcement. Accuracy of the experiments and calculations was verified in a non-linear analysis.

Keywords

Concrete, strength, pressure, calculation, additional testing, modeling.

1 ÚVOD

Pevnost betonu v tlaku je jednou z výchozích materiálových charakteristik, která se využívá při klasifikaci třídy betonu [1] a dopočtení dalších specifických vlastností betonu [5], [12] a [19]. Tyto charakteristiky se dále využívají při návrhu [9] a analýze betonových a železobetonových konstrukcí [2], [6], [7] a [11].

Pevnost betonu v tlaku se určuje destruktivními a nedestruktivními metodami, kdy destruktivní metody vyžadují přípravu zkušebních těles a jsou materiálově a časově náročné [7], [8] a [10]. Využívá se především zkušebních krychlí 150 x 150 x 150 mm nebo válců 300 mm vysokých s průměrem 150 mm. Nedestruktivní metody vykazují zpravidla větší rozptyl výsledků. Využívá se například Schmidtova kladívka.

Příspěvek se zabývá možnostmi určení pevnosti betonu v tlaku, ověřením přepočtu krychelné a válcové pevnosti [8], [10] a [14] u standardních zkušebních těles a využitím použitých zkušebních

[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.sucharda@vsb.cz.

[2] Ing. David Mikolášek, Katedra stavební mechaniky, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava-Poruba, tel.: (+420) 597 32 1391, e-mail: david.mikolasek@vsb.cz.

[3] 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.

trámců, kdy cílem je tímto způsobem získat širší statistický soubor vstupních dat pro numerické modelování. Zkušební trámce byly původně použity k tříbodové a čtyřbodové zkoušce na ohyb.

2 ZKOUŠENÍ PEVNOSTI BETONU V TLAKU

Základní zkušební tělesa pro určení pevnosti v tlaku mají tvar krychle a válce. Normový postup uvádí [5] a [8], kdy krychelná pevnost betonu se vypočte

$$f_{ck,cube} = \frac{F}{A}, \tag{1}$$

kde:

F – je maximální zatížení při porušení [N] a

A – je průřezová plocha zkušebního tělesa [m^2].

Zkušební těleso je ve skutečnosti při zkoušce porušeno nejen tlakem, ale také v důsledku vzniku příčného tahu. Standardní zkušební krychle mají velikost strany 150 mm. Válcová pevnost f_{ck} se určuje obvykle na válcích 300 mm vysokých o průměru 150 mm. Pro přepočet pevnosti u běžných betonů je možné využít vztahu [14]

$$f_{ck} = (0{,}8 \approx 0{,}85) f_{ck,cube}. \tag{2}$$

K přepočtu je možné také využít tab. 1 a vztahu [8]

$$f_{ck,cube} = \kappa_{cy,cu} f_{ck}, \tag{3}$$

kde:

$\kappa_{cy,cu}$ – je převodní součinitel, který závisí na válcové pevnosti.

Tab. 1: Převodní součinitel pro pevnost betonu v tlaku [8]

f_{ck} [MPa]	4,0 – 25,0	25,1 – 35,0	35,1 – 50,0	50,1 – 60,0
$\kappa_{cy,cu}$	1,25	1,20	1,15	1,10

Dále se například pro přepočet pevnosti v tlaku u numerických výpočtů v programu ATENA využívá [13]

$$f_{ck} = 0{,}85 f_{ck,cube}. \tag{4}$$

3 SLOŽENÍ BETONU A ZKUŠEBNÍ TĚLESA

Zkušební tělesa byla vyrobena z betonu, který má pro 37 (litrů) složení: cement 42,5 R 14,06 kg, voda 6,20 kg, kamenivo 0-4 mm 29,97 kg, kamenivo 4-8 mm 5,55 kg, kamenivo 8-16 mm 29,05 kg a plastifikátor (přísada) 0,0851 l. Vybranou část zkušebních těles zobrazuje obr. 1. Všechna zkušební tělesa byla odbedněna po 24 hodinách a následně 28 dnů uložena ve vodní lázni. Čtyři zkušební krychle a šest válců mají standardní rozměry. Betonové trámce mají rozměry 700 x 150 x 150 mm. Tři byly vybetonovány bez výztuže, tři s výztuží 2x ø6 mm a tři 2x ø8 mm. Trámce byly nejprve využity pro tříbodovou nebo čtyřbodovou zkoušku na ohyb. Výztuž je z oceli B500.

Obr. 1: Zkušební tělesa po betonáži (vlevo) a zkušební trám 8C – čtyřbodový ohyb (vpravo)

4 PEVNOST BETONU V TLAKU

Pevnost betonu v tlaku se určovala na čtyřech krychlích a šesti válcích. Ukázkové zkušební těleso 6A-4 před a po zkoušce je zobrazeno na obr. 2. Poškozená krychle má typický komolý tvar. Statistické vyhodnocení uvádí tab. 2 a 3.

Obr. 2: Zkušební krychle 6A-4

Tab. 2: Krychelná pevnost

Pevnost betonu	Pevnost [MPa]	Směrodatná odchylka [MPa]	Dolní 5% kvantil [MPa]	ρ [kg/m^3]	Zkušební tělesa	Počet vzorků
$f_{ck,cube}$	50,21	2,42	46,22	2320,2	Krychle	4
$f_{ck,cube,\ přepočtená}$	50,76	0,91	49,26	2351,7	Válce	6
$f_{ck,cube,\ přepočtená,\ celková}$	50,54	1,71	47,73	2337,6	Krychle + válce	10

Pro dopočet dolního pětiprocentního kvantilu se předpokládá normální rozdělení. Dále je v tabulce uvedený přepočet pevnosti pro všechny vzorky s využitím vztahu (3). U výpočtu převodního součinitele se použilo lineární interpolace.

Tab. 3: Válcová pevnost

Pevnost betonu	Pevnost [MPa]	Směrodatná odchylka [MPa]	Dolní 5% kvantil [MPa]	ρ [kg/m^3]	Zkušební Tělesa	Počet vzorků
f_{ck}	44,63	0,63	43,63	2351,7	Válce	6
$f_{ck,\ přepočtená}$	44,20	2,13	40,70	2320,2	Krychle	4
$f_{ck,\ přepočtená,celková}$	44,49	1,50	42,03	2337,6	Krychle + válce	10

5 DOPOČET PEVNOSTI V TLAKU U ZKUŠEBNÍCH TRÁMCŮ

Pro dopočet pevnosti v tlaku bylo celkově použito 9 trámců. Tři trámce byly z prostého betonu, tři s výztuží 2x ø6 mm a tři 2x ø8 mm. Krytí výztuže bylo 25 mm od spodní hrany průřezu. Použitá výztuž průměru 6 mm měla pevnost 618 MPa, průměr 8 mm měl pevnost 612 MPa. Modul pružnosti oceli se přepokládá pro výpočty 200 GPa.

Obr. 3: Zkušební trám 8C-IA (vlevo) a zkušební trám 8C-IB (vpravo)

Obr. 4: Zkušební trám 8C-IIC

U zkušebních trámců se vizuální kontrolou rozdělily oblasti poškozené trhlinami a bez trhlin. Pro přepočet na 28-denní pevnost se použilo [14]. Celkové vyhodnocení pevnosti betonu v tlaku pro jednotlivé typy zkušebních trámců a typu poškození uvádí tab. 4. Podrobné výsledky zkoušek pro vybraný zkušební trámec 8C jsou uvedeny v tab. 5. Uvedený zkušební trámec 8C po zkoušce čtyřbodovým ohybem zobrazuje obr. 1 vpravo. Obr. 3 a 4 zobrazují jednotlivé části zkušebního trámce u zkoušky v tlaku.

Tab. 4: Pevnost betonu v tlaku u zkušebních trámců

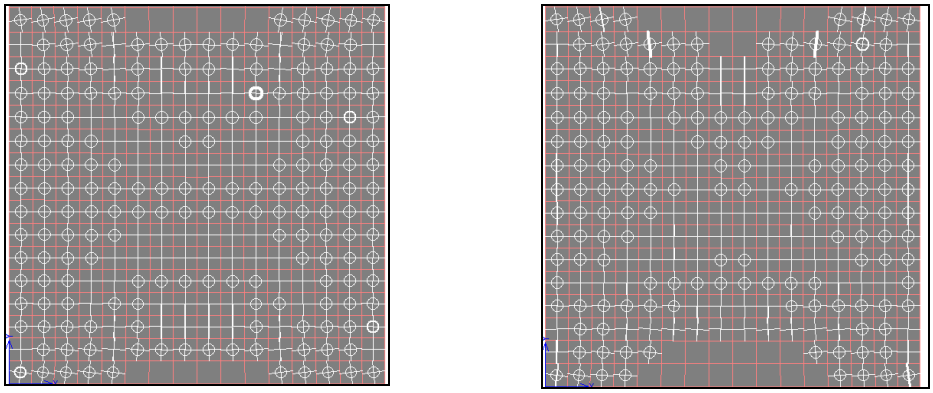
Trámce Popis	Vzorek	Pevnost [MPa] 28 dnů	Směrod. odchylka [MPa]	Dolní 5% kvantil [MPa]	Pevnost [MPa] 34 dnů	Síla [kN]	Počet Vzorků
Bez výzt.	Neporušený	49,54	2,13	46,03	50,46	1135	6
ø6 mm	Neporušený	50,26	1,40	47,96	51,20	1152	6
ø8 mm	Neporušený	49,47	1,18	47,53	50,39	1134	4
Celkem trámce I	Neporušený	49,79	1,71	46,99	50,72	1141	16
Celkem trámce II	Porušený	39,67	3,29	34,26	40,42	909	5

Tab. 5: Krychelná pevnost betonu u zkušebního trámce 8C

Popis trámce	Vzorek	Pevnost [MPa] 28 dnů	Pevnost [MPa] 34 dnů	Síla [kN]
8C-IA	neporušený	49,80	50,73	1141
8C-IB	porušený	41,37	42,15	948
8C-IIC	neporušený	49,19	50,11	1127

6 NUMERICKÉ MODELOVÁNÍ

Pro ověření výstižnosti provedených zkoušek a určení vlivu výztuže na výsledky u zkušebních těles je provedeno numerické modelování v programu ATENA [3], [4] a [13]. Protože pro nelineární analýzu v programu ATENA je nutné určit celou řadu parametrů betonu, jsou dopočteny z pevnosti betonu v tlaku podle [13] zbylé parametry. Pevnost betonu se pro numerické modelování uvažovala v tlaku 50,21 MPa a v tahu 3,26 MPa. Celkově jsou vytvořeny tři výchozí výpočetní modely patrné z obr. 5 až 8. Rozdělení na konečné prvky je vytvořeno automatickým generátorem pro typickou velikost konečného prvku 20 mm.



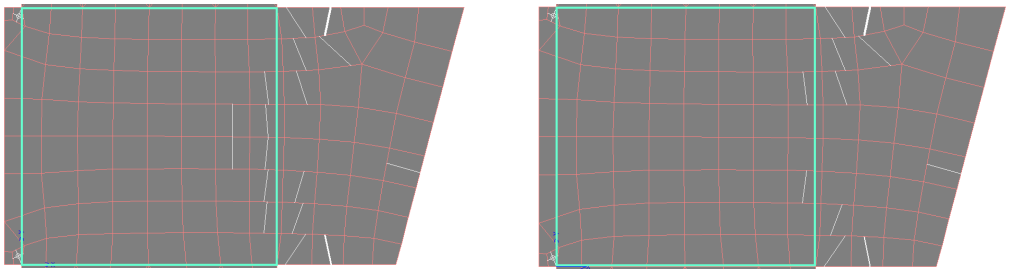
Obr. 5: Krychle – 1200 kN (vlevo: bez výztuže, vpravo: s výztuží)

Výpočet je proveden ve variantě bez a s výztuží. U výpočetního modelu standardního zkušebního tělesa je provedeno variantní řešení pro typickou velikost konečného prvku 10 a 30 mm.

Tab. 6: Maximální síla – vliv velikosti konečného prvku na výsledky u krychle

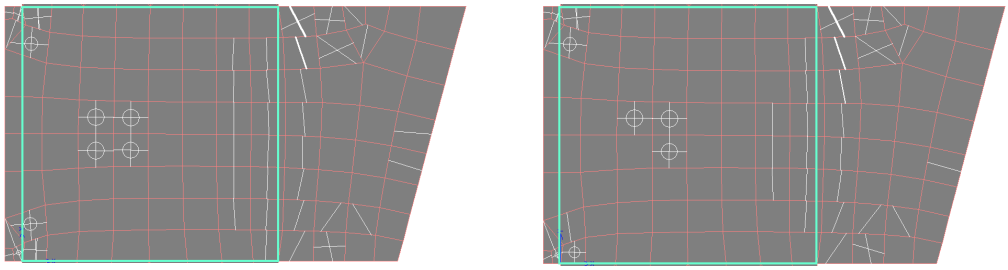
Vzorek	Síla	Velikost konečného prvku [kN] a síla			Experiment [kN]
		10 mm	20 mm	30 mm	
bez výztuže	porušení	1170	1170	1170	1128
bez výztuže	max.	1190	1200	1210	
s výztuží	porušení	1170	1180	1180	
s výztuží	max.	1200	1210	1230	

Nelineární úloha se řeší metodou konečných prvků [16] a metodou Newton-Raphson [15] a [17]. Zatížení bylo silové [13]. Výsledné pevnosti při zatěžování jsou shrnuty v tab. 6 a 7. Typický průběh porušení u zkušební krychle pro zatížení 1200 kN je zobrazen na obr. 5. Rozdíl porušení betonu je u krychlí bez a s výztuží minimální. Průběh porušování zkušebních těles u trámce je patrný z obr. 6 až 9. V tab. 6 jsou uvedeny výsledky maximální síly v závislosti na velikosti konečného prvku.



Obr. 6: Zkušební trám 8C-IIC – 800 kN (vlevo: bez výztuže, vpravo: s výztuží)

Vypočtený výsledný stav porušení části zkušebního trámce 8C-IIC při zatížení 1130 kN zobrazuje obr. 7.



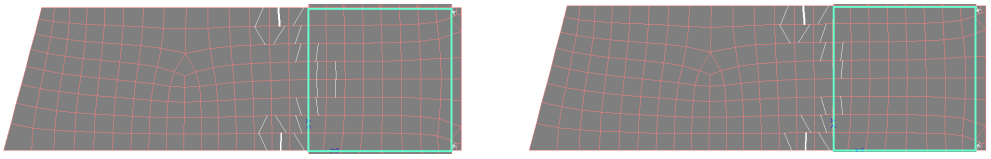
Obr. 7: Zkušební trám 8C-IIC – 1130 kN (vlevo: bez výztuže, vpravo: s výztuží)

U části zkušebního tělesa 8C-IIC došlo nejprve v průběhu zkoušky a také u numerického výpočtu v převislé části ke vzniku tažené oblasti. Průběh porušení při 800 kN zobrazuje obr. 6. Tahové trhliny jsou již po celé výšce u průřezu modelu nevyztuženého trámce. Výsledky pro vyztužený trámec se mírně odlišují.

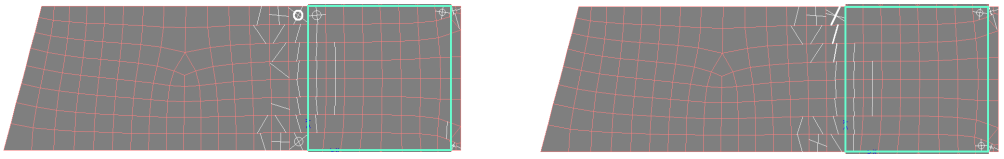
Průběh porušení pro druhou část zkušebního trámce 8C je zobrazen na obr. 8 a 9. Podobně jako v předešlé části jsou nejprve zobrazeny výsledky pro zatížení 800 kN a následně pro sílu 1050 kN. Průběh porušení je podobný. Výsledné zatížení se již mírně odlišuje. Vliv výztuže u modelovaných částí betonového trámce 8C-IA a 8C-IIC a standardní zkušební krychle je malý. Hodnoty maximální síly z experimentu a výpočtů zkušebního trámce 8C a krychle uvádí tab. 7.

Tab. 7: Maximální síla u zkušebního trámce 8C a standardní krychle

Trámce popis	Vzorek	Max. síla porušení [kN]	Max. síla [kN]	Lin. vyp. [kN]	Experiment [kN]
Krychle	bez výztuže	1170	1200	1130	1128
Krychle	s výztuží	1180	1210		
8C-IA	bez výztuže	1050	1080		1141
8C-IA	s výztuží	1180	1220		
8C-IIC	bez výztuže	1130	1180		1127
8C-IIC	s výztuží	1150	1160		



Obr. 8: Zkušební trám 8C-IA – 800 kN (vlevo: bez výztuže, vpravo: s výztuží)



Obr. 9: Zkušební trám 8C-IA – 1050 kN (vlevo: bez výztuže, vpravo: s výztuží)

7 ZÁVĚR

Příspěvek se zabývá určením pevnosti v tlaku pro účely analýzy železobetonových konstrukcí [18]. Z porovnání skutečného poměru krychelné a válcové pevnosti a použitého přepočtového součinitele dle (3) vyplývá, že jejich rozdíl je velmi malý. Použitím lineární interpolace pro dopočet přepočtového součinitele se rozdíl dále zmenší. Výsledná průměrná krychelná pevnost pro standardní zkušební tělesa je 50,54 MPa a válcová pevnost je 44,49 MPa. Z výsledků zkoušek trámců a nelineární analýzy vyplývá, že vliv použité výztuže do ø8 mm u části nepoškozených trámců pro určení pevnosti betonu v tlaku je minimální. Délka zkušebního tělesa má také malý vliv. Rozhodující vliv má velikost zatěžované plochy. U provedených zkoušek se využívalo ocelových podložek, jak je patrné z ilustračních fotografií. Výsledná krychelná pevnost se od pevnosti na zkušebních krychlích lišila pouze o 0,42 MPa. Výsledné porušení zkušebních těles trámců se odlišovalo od standardního zkušebního tělesa krychle. Směrodatná odchylka pevnosti betonu v tlaku je téměř stejná. U poškozených vzorků s trhlinami dosahovala pevnost pouze 78,5% krychelné pevnosti betonu na standardních zkušebních vzorcích. Numerické výpočty dobře vystihují provedené zkoušky u standardní zkušební krychle a také u části betonových trámců. Vliv velikosti konečného prvku u zvolených výpočetních modelů byl zanedbatelný.

PODĚKOVÁNÍ

Projekt byl realizován za finanční podpory ze státních prostředků České republiky prostřednictvím koncepčního rozvoje Vysoké škole báňské – Technické univerzity Ostrava na Fakultě stavební.

LITERATURA

[1] CEB - FIP Model Code 1990: *Design Code*. by Comite Euro-International du Beton, Thomas Telford, 1993. ISBN 978-0727716965.

[2] ČAJKA, R., BURKOVIČ, K., MATEČKOVÁ, P., STARÁ, M. Problematika posouzení stávajících železobetonových konstrukcí. Sborník vědeckých prací VŠB-TUO, řada stavební. 2011, roč. 11, č. 2, s. 9-14. ISSN 1213-1962.

[3] ČERVENKA, V., ČERVENKA, J., PUKL, R. *ATENA - A tool for engineering analysis of fracture in concrete*. Sadhana-academy proceedings in engineering sciences, 2002, roč. 27, str. 485-492, ISSN 0256-2499.

[4] ČERVENKA, J., PAPANIKOLAOU, V., K. *Three dimensional combined fracture – plastic material model for concrete*. Int. J. Plasticity. 2008, 24, 12, pp. 2192–2220, ISSN 0749-6419.

[5] ČSN EN 206-1: Beton - část 1: specifikace, vlastnosti, výroba a shoda. Praha: Český normalizační institut, 2001. 72 s.

[6] ČSN EN 1990: Zásady navrhování konstrukcí. Praha: Český normalizační institut, 2002.

[7] ČSN ISO 13822: Zásady navrhování konstrukcí- hodnocení existujících konstrukcí. Praha : Český normalizační institut, 2005. 72 s.

[8] ČSN 73 1317: Stanovení pevnosti betonu v tlaku. Praha: Český normalizační institut, 1987. 11 s.

[9] ČSN EN 1992-1-1: Navrhování betonových konstrukcí.Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. Praha: Český normalizační institut, 2006. 213 s.

[10] ČSN EN 12504-1 (73 1303): Zkoušení betonu v konstrukcích – Část 1: Vývrty – Odběr, vyšetření a zkoušení v tlaku. Praha: Český normalizační institut, 2009. 12 s.

[11] KRALIK, J., KRALIK, J. Seismic analysis of reinforced concrete frame-wall systems considering ductility effects in accordance to Eurocode. Engineering Structures. 2009, roč. 31, č. 12, str. 2865-2872. ISSN 0141-0296.

[12] MIKOLAŠEK, D., SUCHARDA, O., BROŽOVSKÝ, J. Přístup k modelování a analýze železobetonových konstrukcí. Konstrukce. 2011, roč. 10, č. 5, s. 12-17. ISSN 1213-8762.

[13] Programový systém ATENA 2D: Theory Manual. Praha: Červenka Consulting, 2000.

[14] PROCHÁZKA, J. a kol. Navrhování betonových konstrukcí 1. 2 vyd. Praha: ČVUT v Praze, 2006. ISBN 80-903807-1-9.

[15] RAVINGER, J. Programy – statika, stabilita a dynamika stavebných konštrukcií. Alfa, Bratislava, 1990.

[16] ROMBACH, G. *Anwendung der Finite-Elemente-Methode im Betonbau*. 2. Auflage. Berlin: Ernst & Sohn, 2007. ISBN 978-3-433-01701-2.

[17] RELEASE 11 DOCUMENTATION FOR ANSYS, SAS IP, INC., 2007.

[18] SUCHARDA, O., BROŽOVSKÝ, J. Pružnoplastické modelování železobetonového nosníku: implementace a srovnání s experimentem. Sborník vědeckých prací VŠB-TUO, řada stavební. 2011, roč. 11, č. 1, s. 237-244. ISSN 1213-1962.

[19] VESELÝ, V., FRANTÍK, P., VODÁK, O., KERŠNER, Z. Lokalizace průběhu porušování v betonových vzorcích stanovená pomoci akustické a elektromagnetické emise a numerických simulací. *Sborník vědeckých prací VŠB-TUO, řada stavební,* 2011, roč. 11, č. 2, s. 269-278. ISSN 1213-1962.

Oponentní posudek vypracoval:

Prof. Ing. Alois Materna, CSc., MBA, ČKAIT, Praha.

Ing. Kamila Kotrasová, PhD., Katedra stavebnej mechaniky, Stavebná fakulta, TU v Košiciach.

Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské - Technické univerzity Ostrava
číslo 2, rok 2012, ročník XII, řada stavební
článek č. 37

Ivana HAVLÍKOVÁ[1], Tomáš PAIL[2], Hana ŠIMONOVÁ[3], Zbyněk KERŠNER[4], Václav VESELÝ[5]

INICIACE LOMU KVAZIKŘEHKÉHO MATERIÁLU V SIMULOVANÉM ŠTÍPACÍM TESTU KRYCHLE SE ZÁŘEZEM

FRACTURE INITIATION OF QUASI-BRITTLE MATERIAL IN SIMULATED WEDGE-SPLITTING TEST ON NOTCHED CUBE

Abstrakt

V příspěvku se sleduje iniciace lomu kvazikřehkého materiálu při simulovaném štípacím testu krychle s proměnnou relativní délkou zářezu. K numerické simulaci testu se využilo softwaru metody konečných prvků ATENA; byly tak získány diagramy zatížení vs. otevření ústí trhliny, které posloužily k průzkumu a ověření funkčnosti lomového modelu „dvojí *K*“. Pomocí tohoto modelu byly stanoveny hodnoty kohezivní a následně iniciační složky lomové houževnatosti, což v uvažovaném materiálu umožňuje kvantifikovat úroveň iniciace/propagace trhliny.

Klíčová slova

Kvazikřehký lom, štípací test, simulovaný experiment, iniciace lomu.

Abstract

Fracture initiation in quasi-brittle material during a simulated wedge splitting testing of a cube-shaped specimen with different relative notch lengths is presented in this paper. The numerical simulation of the test was performed using the ATENA finite element method software. Thus, load vs. crack mouth opening diagrams were obtained, which served to verify the functionality of the double-*K* fracture model. Using this model, the values of the initiation and cohesive components of fracture toughness were determined, allowing description of the level of crack initiation/propagation in quasi-brittle material.

Keywords

Quasi-brittle fracture, wedge-splitting test, numerical simulation, crack initiation.

1 ÚVOD

Pro predikci či posouzení chování stavebních konstrukcí/prvků vyrobených/vytvořených z kvazikřehkých materiálů (typicky beton) jsou běžně používány numerické nástroje umožňující modelování nejen elastického či elasto-plastického působení, ale i procesů porušování. Tyto nástroje (založené často na metodě konečných prvků (MKP) [3] či fyzikální diskretizaci kontinua [4]) mají obvykle implementován některý ze skupiny nelineárních lomových modelů simulujících kohezivní

[1] Ing. Ivana Havlíková, Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav stavební mechaniky, Veveří 331/95, 602 00 Brno, tel.: (+420) 541 147 116, e-mail: havlikova.i@fce.vutbr.cz.

[2] Ing. Tomáš Pail, dtto, tel.: (+420) 541 147 116, e-mail: pail.t@fce.vutbr.cz.

[3] Ing. Hana Šimonová, dtto, tel.: (+420) 541 147 116, e-mail: simonova.h@fce.vutbr.cz.

[4] Doc. Ing. Zbyněk Keršner, CSc., dtto, tel.: (+420) 541 147 362, e-mail: kersner.z@fce.vutbr.cz.

[5] Ing. Václav Veselý, Ph.D., dtto, tel.: (+420) 541 147 362, e-mail: vesely.v1@fce.vutbr.cz.

povahu šíření porušení kvazikřehkým materiálem [1, 7, 19]. Parametry těchto modelů se určují ze záznamů lomových zkoušek – buď přímo některou z vyhodnocovacích metod postavených na zmíněných lomových modelech (např. metoda lomové práce [13], metoda vlivu velikosti [14]), nebo s využitím inverzní analýzy, na kterou lze aplikovat pokročilé identifikační metody [20].

Vyhodnocením záznamů zkoušek pomocí stávajících metod můžeme ovšem obdržet hodnoty lomových parametrů ovlivněné velikostí a tvarem testovaného tělesa a zkušební geometrií (okrajovými podmínkami testu). Takovéto parametry proto nemusejí být důvěryhodnými vstupy pro analýzu konstrukce za použití výše zmíněných numerických nástrojů. Obdobně zkreslený popis lomu může vycházet i z metod, které vyhodnocují parametry lomových modelů nepřímo – pomocí identifikačních metod – v případě, že je tato procedura aplikována na výsledky pouze jednoho typu testu a velikosti/tvaru zkušebního tělesa. Efekty vlivu velikosti/geometrie/okrajů zkušebního tělesa ovlivňují totiž přímo zaznamenané zatěžovací křivky, pomocí nichž je inverzní analýza prováděna.

Poznamenejme, že obě skupiny metod pro určování parametrů kvazikřehkých lomových modelů jsou na Ústavu stavební mechaniky FAST VUT v Brně dlouhodobě zkoumány.

Lomové modely pro beton nejčastěji vycházejí z geometrie zkoušek těles se zářezem, podrobených tříbodovému ohybu, anebo těles s drážkou a zářezem namáhaných klínovým štípáním [2, 7]. Takový je i model „dvojí *K*“ (double-*K*, případně double-*K* double-*G* – viz [12, 22–29, 9, 10]). Principiálně jde v tomto modelu o kombinaci konceptu kohezivních sil působících na fiktivní (efektivní) trhlinu s kritériem rozvoje trhliny založeném na faktoru intenzity napětí. Pomocí tohoto modelu lze určit kritické otevření kořene trhliny a lomovou houževnatost (případně houževnatost), resp. popsat různé úrovně šíření trhliny: iniciační, která odpovídá počátku stabilního šíření trhliny (při dosažení úrovně faktoru intenzity napětí rovné $K_{\mathrm{Ic}}^{\mathrm{ini}}$, případně hnací síly trhliny $G_{\mathrm{Ic}}^{\mathrm{ini}}$), a úroveň nestabilního šíření trhliny (při dosažení lomové houževnatosti K_{Ic}, případně houževnatosti G_{Ic}).

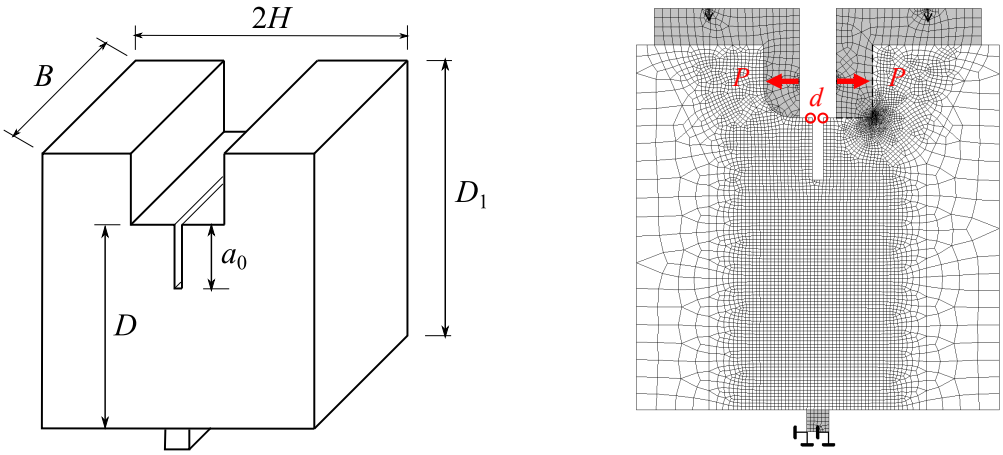
Aplikace modelu „dvojí *K*“ v tuzemsku není běžná [8], avšak světová vědecká a odborná veřejnost zájem o tento model stupňuje. V říjnu 2011 vznikla technická komise (TC) RILEM, v jejímž čele stojí prof. Shilang Xu a Dr. Shailendra Kumar. Úkolem komise je prozkoumat kritéria související s modelem „dvojí *K*“, jehož použití se zdá být nezávislé na velikosti vzorků, a pokusit se na základě dalších rozsáhlých experimentálních a numerických ověření připravit dokument RILEM, využitelný pro mezinárodní normotvorné aktivity v oblasti betonu a betonových konstrukcí. Poznamenejme, že kritéria modelu „dvojí *K*“ byla použita k posouzení bezpečnosti velkých betonových konstrukcí (přehrad) v čínské národní normě číslo DL/T5332-2005, vydané v roce 2005.

V předkládaném příspěvku je vyhodnocena parametrická studie vybraného modelu štípacího testu krychle se zářezem simulovaná pomocí MKP softwaru ATENA [3].

2 NUMERICKÁ SIMULACE LOMOVÉHO EXPERIMENTU

Geometrii zkušebního tělesa pro štípací test ukazuje schéma na Obr. 1 vlevo, kde D_1 značí výšku, $2H$ šířku a B tloušťku vzorku; a_0 je hloubka počátečního zářezu. Hodnoty parametrů použité v numerické studii jsou uvedeny v Tab. 1.

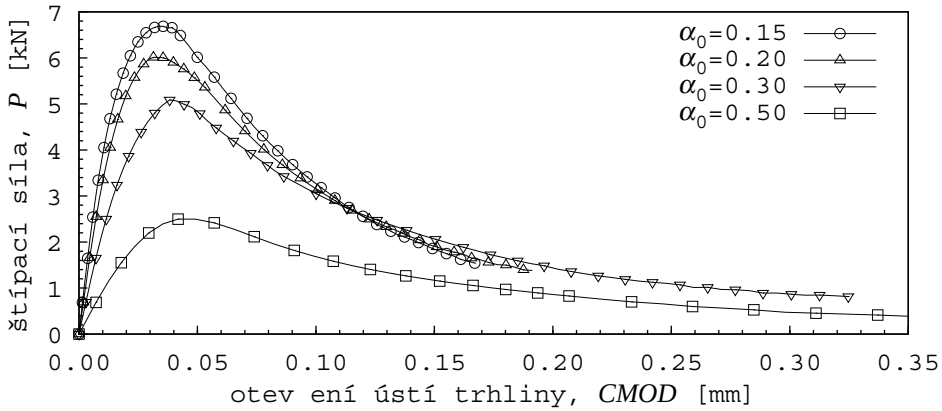
Model štípacího testu na vzorku připraveném z krychle o hraně 100 mm (vycházející z předpokladu kvazikřehkého působení materiálu) byl vytvořen v prostředí softwaru ATENA 2D [3], viz Obr. 1 vpravo. Uvažoval se stav rovinné deformace. Zde prezentované výsledky jsou vybrány z rozsáhlé studie zaměřené na vliv proporcí těles pro štípací test na jeho průběh a následné vyhodnocení lomových parametrů [15–18, 21]. Ve zmiňované studii bylo uvažováno více tvarů a velikostí těles, různé varianty sítě konečných prvků lišících se především hustotou sítě v oblastech předpokládaného poškození (tj., pro zde prezentovaný model, v centrální části tělesa mezi zářezem a podporou a v oblasti koutu drážky). V testech vlivu hustoty sítě v oblasti ligamentu tělesa na dosaženou lomovou odezvu nebyly (v použitém rozsahu velikosti prvků odpovídající cca polovině až dvojnásobku velikosti prvku zobrazeného na Obr. 1 vpravo) pozorovány rozdíly. Pozornost byla věnována také vlivu vlastností kontaktu mezi ocelovými příložkami a vlastním vzorkem.



Obr. 1: Geometrie vzorku pro štípací test (vlevo), MKP model vč. znázornění okrajových podmínek

Studie pokrývala širokou škálu (kvazi)křehkosti cementových kompozitů, jež byla kvantifikována hodnotou charakteristické délky materiálu. Pro simulace byl použit lomově-plastický materiálový model implementovaný v použitém softwaru. Jako základní materiál, jehož charakteristická délka se zvyšovala, resp. snižovala změnou parametrů kohezivní funkce, byl uvažován beton o krychelné pevnosti 75 MPa. Tomuto materiálu také odpovídají výsledky vyhodnocované ve zde prezentované studii.

Modely byly připraveny pro více hodnot relativní délky zářezu α_0 (tj. poměru vzdáleností mezi působištěm vodorovné složky zatěžovací síly a vrcholem zářezu ke vzdálenosti mezi působištěm zatěžovací síly a dolním okrajem zkušebního tělesa), a to 0.125; 0.15; 0.2; 0.3 a 0.5. Pro nejkratší z uvedených délek zářezů porušení vzorku iniciovalo v koutě drážky pro vnášení zatížení, tato relativní délka zářezu tedy není do zde prezentované studie začleněna. Výsledky numerické simulace štípacího testu použitelné pro tuto studii jsou shrnuty v Obr. 2 ve formě diagramu síla vs. otevření ústí trhliny/zářezu (*P*−*CMOD*) pro jednotlivé uvažované relativní délky zářezu.



Obr. 2: Výsledky numerických simulací štípacího testu ve formě závislosti *P*−*CMOD* pro jednotlivé testované vzorky s relativní délkou zářezu α_0

3 APLIKACE LOMOVÉHO MODELU „DVOJÍ *K*“

Vstupní data pro model „dvojí *K*“ jsou shrnuta v Tab. 1, a to pro výše popsané vzorky s různými délkami zářezu (tj. s různým poměrem α_0). Označení P_i zde vyjadřuje vybranou štípací sílu

odečtenou z lineární části odezvy testu (*P*−*CMOD* diagramu), které odpovídá otevření ústí trhliny $CMOD_i$. Dále P_{max} značí maximální hodnotu zaznamenaného zatížení, kterému odpovídá kritické rozevření ústí trhliny $CMOD_c$.

Dále použitá metodika určení parametrů lomové houževnatosti modelu „dvojí *K*“ při štípacím testu byla vyvinuta [24] jako alternativa experimentálního přístupu [22, 23]. Vyžaduje numerické určení kohezivní složky faktoru intenzity napětí K_{Ic}^{c}, která může být vykládána jako zvýšení odolnosti proti šíření trhliny způsobené přemosťováním kameniva v lomové procesní zóně nacházející se v oblasti před čelem tzv. volné trhliny (tj. trhliny bez transferu napětí). Při znalosti hodnoty lomové houževnatosti K_{Ic}^{un} lze pak vyčíslit tzv. iniciační složku faktoru intenzity napětí K_{Ic}^{ini}. Vztah uvedených parametrů vyjadřuje následující výraz:

$$K_{Ic}^{un} = K_{Ic}^{ini} + K_{Ic}^{c} \tag{1}$$

Tab. 1: Vstupní parametry modelu „dvojí *K*“ ze zaznamenaných *P*−*CMOD* křivek

Vzorek číslo	Rozměry $D \times 2H \times B$ [mm × mm × mm]	α_0 [−]	P_i [N]	$CMOD_i$ [mm]	P_{max} [N]	$CMOD_c$ [mm]
1	80 × 100 × 100	0.15	2103	0.00472	6687	0.03372
2	80 × 100 × 100	0.2	1657	0.00453	6011	0.03343
3	80 × 100 × 100	0.3	2091	0.00928	5088	0.03827
4	80 × 100 × 100	0.5	690	0.00722	2498	0.04909

3.1 Určení lomové houževnatosti K_{Ic}^{un}

Lomová houževnatost K_{Ic}^{un} je definována jako kritická hodnota faktoru intenzity napětí na kořeni efektivní trhliny odpovídající maximálnímu zatížení P_{max} a může být interpretována jako odpor proti šíření nestabilní trhliny. Pro určení tohoto parametru lze použít následující výraz lineární elastické lomové mechaniky [22–24]:

$$K_{Ic}^{un} = \frac{P_{max}}{BD}\sqrt{D}F(\alpha_c), \quad \text{kde} \quad \alpha_c = \frac{a_c + H_0}{D + H_0}, \tag{2}$$

$$F(\alpha_c) = \frac{(2+\alpha_c)(0{,}886 + 4{,}64\alpha_c - 13{,}32\alpha_c^2 + 14{,}72\alpha_c^3 - 5{,}6\alpha_c^4)}{(1-\alpha_c)^{3/2}}. \tag{3}$$

V uvedených vztazích jsou maximální zatížení P_{max} a kritická délka efektivní trhliny a_c vstupními parametry, které získáme z naměřeného *P*−*CMOD* diagramu (viz Obr. 2), H_0 reprezentuje tloušťku svorky držáku extenzometru (pro dále uvedené výpočty uvažována hodnota H_0 = 5 mm) a *B*, *D* jsou rozměry vzorku dle Obr. 1 a Tab. 1.

Do vztahu (3) je tedy nutné spočítat kritickou délku efektivní trhliny a_c odpovídající maximálnímu zatížení (P_{max}), např. z následujícího vzorce podle [11]:

$$CMOD_c = \frac{P_{max}}{BE}V(\alpha_c), \text{ přičemž} \tag{4}$$

$$V(\alpha_c) = \left[2{,}163 + 12{,}219\alpha_c - 20{,}065\alpha_c^2 - 0{,}992\alpha_c^3 + 20{,}609\alpha_c^4 - 9{,}931\alpha_c^5\right] \times \left(\frac{1+\alpha_c}{1-\alpha_c}\right)^2, \tag{5}$$

kde $CMOD_c$ je kritické otevření ústí trhliny při maximálním zatížení P_{max} a *E* je modul pružnosti, který byl pro všechny testované vzorky dán konstantně *E* = 41.9 GPa.

3.2 Stanovení kohezivní složky lomové houževnatosti $K_{\mathrm{Ic}}^{\mathrm{c}}$

Jak bylo naznačeno, kohezivní složka lomové houževnatosti $K_{\mathrm{Ic}}^{\mathrm{c}}$ může být popsána jako míra disipace energie v oblasti lomové procesní zóny, která je dána transferem kohezivního napětí mezi líci efektivní trhliny. Ke stanovení hodnoty $K_{\mathrm{Ic}}^{\mathrm{c}}$ je nutné přijmout předpoklad o rozložení kohezivního napětí σ podél této trhliny. Nejčastějším přístupem v modelech kohezivní trhliny je definování kohezivního napětí σ v závislosti na rozevření líců trhliny w jako tzv. funkci tahového změkčení $\sigma(w)$.

Z důvodu zjednodušení se v popisu modelu „dvojí K“ (viz [22, 23]) uvažuje lineární průběh rozložení kohezivního napětí po délce efektivní trhliny, přičemž se současně předpokládá lineární průběh samotného rozevření líců trhliny po její délce. Pro kritickou hodnotu zatížení $P_{\max}$, kdy se šíření trhliny stává nestabilním, tak postačuje stanovit tzv. kritické otevření trhliny $CTOD_{\mathrm{c}}$ v místě vrcholu počátečního zářezu podle [6] ze vztahu:

$$CTOD_{\mathrm{c}} = CMOD_{\mathrm{c}}\left(\left(1-\frac{a_0}{a_{\mathrm{c}}}\right)^2+\left(1{,}081-1{,}149\frac{a_{\mathrm{c}}}{D}\right)\left(\frac{a_0}{a_{\mathrm{c}}}-\left(\frac{a_0}{a_{\mathrm{c}}}\right)^2\right)\right)^{1/2}. \tag{6}$$

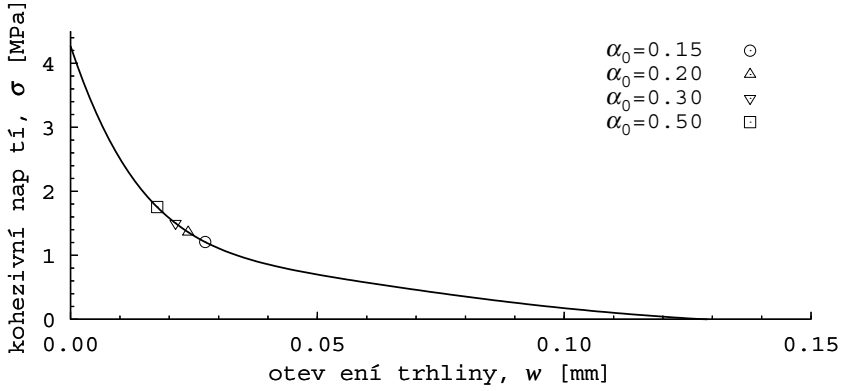
Následně je možné jednoduše formulovat vlastní lineární funkční předpis pro průběh kohezivního napětí po délce efektivní trhliny např. v podobě

$$\sigma\left(\frac{x}{a_{\mathrm{c}}}\right)=\sigma(CTOD_{\mathrm{c}})+\frac{\frac{x}{a_{\mathrm{c}}}-\frac{a_0}{a_{\mathrm{c}}}}{1-\frac{a_0}{a_{\mathrm{c}}}}\left(f_t-\sigma(CTOD_{\mathrm{c}})\right), \tag{7}$$

kde

$$0 \le COD \le CTOD_{\mathrm{c}} \text{ a } a_0 \le x \le a_{\mathrm{c}}. \tag{8}$$

Označení $\sigma(CTOD_{\mathrm{c}})$ zde představuje hodnotu kohezivního napětí v místě vrcholu počátečního zářezu, kde rozevření trhliny COD dosáhne právě kritické hodnoty $CTOD_c$. Hodnotu $\sigma(CTOD_{\mathrm{c}})$ lze odečíst ze standardně používaných funkcí tahového změkčení, které jsou aplikovány v modelech kohezivní trhliny (viz např. [10]). Pro potřeby předkládané studie se proto uvažovala funkce tahového změkčení s exponenciálním průběhem podle [5], která byla použita při simulacích štípacího testu – viz Obr. 3. Parametry této funkce, tj. tahová pevnost f_{t}, lomová energie G_{F} a jim odpovídající limitní rozevření líců trhliny w_{c}, byly uvažovány hodnotami: f_{t} = 4.27 MPa, G_{F} = 106.7 J/m^2, w_{c} = 0.129 mm.



Obr. 3: Funkce změkčení podle [5] s vyznačenými hodnotami kohezivního napětí $\sigma(CTOD_c)$ stanovenými pro kritické rozevření líců trhliny jednotlivých vzorků s relativní délkou zářezu α_0

Pro srovnání byla pro výpočet kohezivní lomové houževnatosti dále uvažována varianta rozdělení kohezivního napětí po výšce efektivní trhliny přímo ve tvaru korespondujícím s použitou

funkcí tahového změkčení podle [5]. Přitom však zůstal v platnosti zjednodušující předpoklad o lineárním průběhu rozevření líců trhliny w po délce efektivní trhliny.

Jakmile je známo rozložení kohezivního napětí podél efektivní trhliny, lze vyčíslit hodnotu kohezivní složky lomové houževnatosti numerickou integrací:

$$K_{\mathrm{Ic}}^{\mathrm{c}} = \int_{a_0/a_{\mathrm{c}}}^{1} \frac{2\sqrt{a_{\mathrm{c}}}}{\sqrt{\pi}} \sigma(U) F(U,V) \mathrm{d}U \,, \tag{9}$$

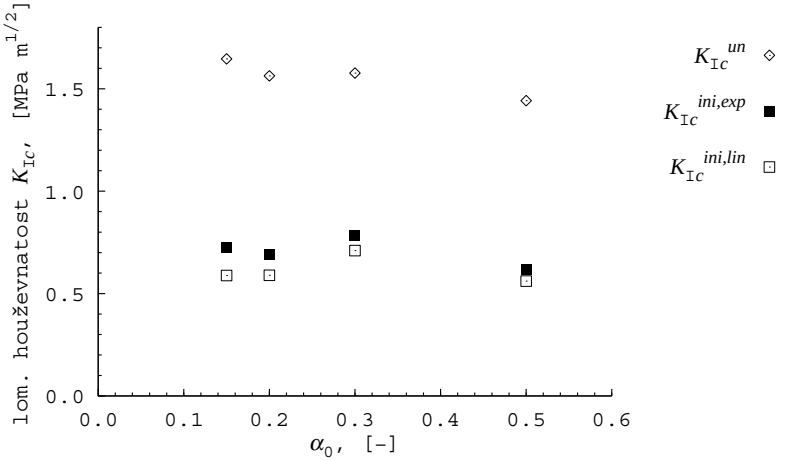
ve které vystupuje Greenova funkce $F(U,V)$ daná podle [23] výrazem (10).

$$F(U,V) = \frac{3{,}52(1-U)}{(1-V)^{3/2}} - \frac{4{,}35-5{,}28U}{(1-V)^{1/2}} + \left(\frac{1{,}30-0{,}30U^{3/2}}{\left(1-U^2\right)^{1/2}} + 0{,}83 - 1{,}76U \right) \left[1-(1-U)V\right] \tag{10}$$

Ve výrazech (9) resp. (10) jsou použity substituce $U = x/a_{\mathrm{c}}$ a $V = a_{\mathrm{c}}/D$, označení $\sigma(U)$ pak představuje funkci rozložení kohezivního napětí definovanou pro proměnnou U podle vztahů (6, 7, 8). Pro vyčíslení integrálu (9) lze použít některou z metod numerické integrace zohledňující singularitu Greenovy funkce na hranici definovaného integrálu (v našem případě byla použita metoda vícenásobné numerické integrace po částech pomocí Gaussovy kvadratury).

3.3 Vyhodnocení výsledků

Vybrané výsledky z výše popsané studie uvádí Obr. 4, ve kterém jsou pro uvažované relativní hloubky zářezu a_0/D vyneseny hodnoty lomové houževnatosti $K_{\mathrm{Ic}}^{\mathrm{un}}$ a její iniciační složky $K_{\mathrm{Ic}}^{\mathrm{ini}}$, určené pro obě použité varianty průběhu kohezivního napětí po délce efektivní trhliny. Při použití exponenciálního průběhu tohoto napětí se hodnoty $K_{\mathrm{Ic}}^{\mathrm{ini}}$ pohybují těsně pod polovinou hodnoty lomové houževnatosti $K_{\mathrm{Ic}}^{\mathrm{un}}$, přičemž hodnoty $K_{\mathrm{Ic}}^{\mathrm{ini}}$ vypočtené s uvažováním lineárního a exponenciálního průběhu kohezivního napětí se liší o 5 až bezmála 20 %.



Obr. 4: Porovnání lomové houževnatosti a její iniciační složky s ohledem na použitý průběh kohezivního napětí po délce efektivní trhliny pro jednotlivé vzorky, resp. hodnoty α_0

4 ZÁVĚR

Autoři příspěvkem reagují na obnovený zájem odborné veřejnosti v oblasti numerického a experimentálního zkoumání iniciace lomu kvazikřehkých stavebních materiálů typu betonu. Byla zde využita parametrická studie odezvy vybraného modelu štípacího testu krychle s proměnnou relativní délkou zářezu provedená v softwaru metody konečných prvků ATENA. Ze simulovaných diagramů síla vs. otevření ústí zářezu se vyhodnocovala lomová houževnatost a pomocí lomového

modelu „dvojí *K*“ byla vyčíslována kohezivní složka lomové houževnatosti a následně byl dopočítáván faktor intenzity napětí odpovídající iniciaci lomu modelového kvazikřehkého materiálu. Byla ověřena funkčnost lomového modelu „dvojí *K*“ pro zmíněný lomový test. Uvažovaly se dvě varianty průběhu napětí podél efektivní trhliny, a ačkoliv se hodnoty iniciační složky lomové houževnatosti vypočtené s uvažováním lineárního a exponenciálního průběhu tohoto napětí lišily maximálně o 5 až 20 procent, dělo se tak při využití exponenciální varianty na stranu nebezpečnou – hodnoty faktoru intenzity napětí byly přeceňovány.

PODĚKOVÁNÍ

Práce na příspěvku byly podporovány projektem juniorského specifického vysokoškolského výzkumu na VUT v Brně registrovaným na VUT pod č. FAST-J-11-25/1313, přičemž se částečně využilo výsledků projektu GA ČR č. P105/11/1551.

LITERATURA

[1] BAŽANT, Z. P. & J. PLANAS. *Fracture and Size Effect in Concrete and Other Quasibrittle Materials*. 1st ed. Boca Raton, Florida: CRC Press, 1998. 640 pp. ISBN-13: 978-0849382840.

[2] BRÜHWILER, E. & F. H. WITTMANN. The wedge splitting test, a new method of performing stable fracture mechanics tests. *Engineering fracture mechanics*. 1990, Vol. 35, No. 1-3: pp. 117–125.

[3] ČERVENKA, V., L. JENDELE & J. ČERVENKA. *ATENA Program documentation – Part 1: theory*. 2007. Červenka Consulting, Praha.

[4] FRANTÍK, P. FyDiK application, http://www.kitnarf.cz/fydik, 2007–2011.

[5] HORDIJK, D. A. *Local approach to fatigue of concrete*. 1991. Delft University of Technology.

[6] JENQ, Y. S. & S. P. SHAH. Two parameter fracture model for concrete. *Journal of Engineering Mechanics*. 1985, Vol. 111, No. 10: pp. 1227–1241.

[7] KARIHALOO, B. L. *Fracture mechanics of concrete*. 1995. Longman Scientific & Technical, New York.

[8] KERŠNER, Z. & D. MATESOVÁ. Jak funguje model „dvojí K“ u betonových vzorků. In: Sborník semináře *Problémy lomové mechaniky*. Brno, 2001, pp. 60–63. ISBN 80-214-1906-7.

[9] KUMAR, S. & S. V. BARAI. Equivalence between stress intensity factor and energy approach based fracture parameters of concrete. *Engineering Fracture Mechanics*. 2009, Vol. 76, No. 9: pp. 1357–1372.

[10] KUMAR, S. & S. V. BARAI. Effect of softening function on the cohesive crack fracture parameters of concrete CT specimen. *Sadhana*. 2009, Vol. 34, No. 6: pp. 987–1015.

[11] MURAKAMI, Y. *Stress Intensity Factors Handbook I, II, III*. 1987. Pergamon Press, Oxford.

[12] REINHARDT, H. W. & S. XU. Crack extension resistance based on the cohesive force in concrete. *Engineering Fracture Mechanics*. 1999, Vol. 64, No. 5: pp. 563–587.

[13] RILEM Committee FMT 50. Determination of the fracture energy of mortar and concrete by means of three-point bend test on notched beams. *Materials and Structures*. 1985, Vol. 18, No. 4: pp. 287–290.

[14] RILEM Committee FMT 89. Size-effect method for determining fracture energy and proces zone size of concrete. *Materials and Structures*. 1990, Vol. 23, No. 6: pp. 461–465.

[15] ŘOUTIL, L., V. VESELÝ & Z. KERŠNER. Numerické simulace Wedge-Splitting testu na kvazikřehkých materiálech – vliv křehkosti materiálu na volbu proporcí zkušebního tělesa. *Dílčí výzkumná zpráva CIDEAS*. 2010.

[16] ŘOUTIL, L., V. VESELÝ & S. SEITL. Numerical study of wedge-splitting test on concrete specimens. In: Sborník konference *Applied Mechanics 2010*. Jablonec nad Nisou, 2010. J. Blekta (Ed.). TU Liberec, pp. 107–110. ISBN 978-80-7372-586-0.

[17] ŘOUTIL, L., V. VESELÝ & S. SEITL. Fracture analysis of cube- and cylinder-shaped WST specimens made of cementitious composites with various characteristic length. *Key Engineering Materials*. 2012, Vols. 488–489, pp. 533–536. ISSN: 1662-9795

[18] ŘOUTIL, L., V. VESELÝ, S. SEITL & J. KLUSÁK. Posouzení geometrie zkušebního tělesa pro WST kvazikřehkých kompozitů: Numerická studie. In: Sborník konference *Křehký lom 2010 – Design a porušování materiálů*. Brno, 2010. I. Dlouhý (Ed.). Ústav fyziky materiálů AV ČR, v.v.i., pp. 201–212. ISBN 978-80-87434-01-7.

[19] SHAH, S. P., S. E. SWARTZ & CH. OUYANG. *Fracture mechanics of structural concrete: Applications of fracture mechanics to concrete, rock, and other quasi-brittle materials*. 1995. John Wiley & Sons, Inc., New York.

[20] ŠTAFA, M. & P. FRANTÍK. Model for high precision approximation of load deflection diagrams. In: Sborník konference *Engineering Mechanics 2010*. Svratka, 2010. ISBN 978-80-87012-26-0.

[21] VESELÝ, V., L. ŘOUTIL & S. SEITL. 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. ISSN: 1662-9795

[22] XU, S. & H. W. REINHARDT. Determination of double-K criterion for crack propagation in quasi-brittle fracture, Part I: Experimental investigation of crack propagation. *International Journal of Fracture*. 1999, Vol. 98, No. 2: pp. 111–149.

[23] XU, S. & H. W. REINHARDT. Determination of double-K criterion for crack propagation in quasi-brittle fracture, Part II: Analytical evaluating and practical measuring methods for three-point bending notched beams. *International Journal of Fracture*. 1999, Vol. 98, No. 2: pp. 151–177.

[24] XU, S. & H. W. REINHARDT. Determination of double-K criterion for crack propagation in quasi-brittle fracture, Part III: Compact tension specimens and wedge splitting specimens. *International Journal of Fracture*. 1999, Vol. 98, No. 2: pp. 179–193.

[25] XU, S., H. W. REINHARDT, Z. WU & Y. ZHAO. Comparison between the double-K fracture model and the two parameter fracture model. *Otto-Graf-Journal*. 2003, Vol. 14, pp. 131–158.

[26] XU, S. & X. ZHANG. Determination of fracture parameters for crack propagation in concrete using an energy approach. *Engineering Fracture Mechanics*. 2008, Vol. 75, No. 15: pp. 4292–4308.

[27] XU, S., Y. ZHAO & Z. WU. Study on the average fracture energy for crack propagation in concrete. *Journal of Materials in Civil Engineering*. 2006, Vol. 18, No. 6: pp. 817–824.

[28] ZHANG, X. & S. XU. A comparative study on five approaches to evaluate double-K fracture toughness parameters of concrete and size effect analysis. *Engineering Fracture Mechanics*. 2011, Vol. 78, No. 10: pp. 2115–2138.

[29] ZHAO, Y., S. XU & Z. WU. Variation of fracture energy dissipation along evolving fracture process zones in concrete. *Journal of Materials in Civil Engineering*. 2007, Vol. 19, No. 8: pp. 625–633.

Oponentní posudek vypracoval:

Prof. Ing. Michal Šejnoha, Ph.D., DSc., Katedra mechaniky, Fakulta stavební, ČVUT v Praze.

Doc. Ing. Jiří Němeček, Ph.D., Katedra mechaniky, Fakulta stavební, ČVUT v Praze.

Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské - Technické univerzity Ostrava
číslo 2, rok 2012, ročník XII, řada stavební
článek č. 38

Táňa HOLUŠOVÁ[1], Jan KLUSÁK[2], Stanislav SEITL[3]

VLIV VYBRANÝCH PARAMETRŮ NA PRŮBĚH PROTLAČOVACÍ ZKOUŠKY

AN INLUENCE OF SELECTED PARAMETERS ON PUSH-OUT TEST

Abstrakt

Spojení mezi betonem a ocelí bývá v konstrukcích často prováděno pomocí mechanických spojů, odolných proti usmýknutí. Tyto spoje však podléhají nežádoucím účinkům, jako je vysoká koncentrace napětí ve spojích nebo náchylnost ke korozi. Chceme-li se těmto negativním vlivům vyhnout nebo je zmírnit, je jedním z možných způsobů zvýšení adheze mezi betonem a ocelí použití epoxidového lepidla posypaného drobným štěrkem. V příspěvku je řešen vliv tloušťky mezivrstvy lepidla (epoxidu) použitého pro uvedené spojení oceli a betonu a pro samotné vystižení protlačovací zkoušky je provedena analýza změny parametru materiálového modelu cementového kompozitu. Numerický model a výpočet s a bez epoxidového spoje jsou provedeny ve 2D softwaru ATENA. Výsledky numerické studie jsou porovnány s experimentálně naměřenými daty.

Klíčová slova

Beton, ocel, protlačovací zkouška, epoxidové lepidlo.

Abstract

The connection between concrete and steel is often performed by mechanical connectors, which are resistant to shear. These connectors can be subjected to adverse effects, which are created by high stress concentration level in connectors or their tendency to corrosion. By using a bonded joint such as an epoxy layer gritted by granulates we can avoid or reduce these negative effects. In the contribution the influence of thickness of an adhesive epoxy interlayer used to connect steel plates and concrete is solved. For capturing push-out test the analysis of change of material model parameter of cement based composites is performed. The modeling is performed by 2D software ATENA with and without the epoxy layer. The results of the numerical study are compared with the experimental results.

Keywords

Concrete, steel, push-out test, epoxy adhesive.

1 ÚVOD

Ve stavebním průmyslu bylo využíváno mnoha různých druhů materiálů. V počátečním stádiu bylo využíváno zejména přírodních materiálů, jako je kámen nebo dřevo. V pokročilejší době byly tyto prvky opracovávány do úhlednějších podob a vyráběny nové keramické materiály. Posledních 150 let však bývá ke stavbám konstrukcí využíváno hlavně cementových kompozitů (betony klasické,

[1] Ing. Táňa Holušová, Ústav stavební mechaniky, Fakulta stavební, Vysoké učení technické v Brně, Veveří 331/95, 602 00 Brno, e-mail: holusova.t@fce.vutbr.cz.

[2] Ing. Jan Klusák, Ph.D., Ústav fyziky materiálů, Akademie věd České republiky, v. v. i., Žižkova 22, 616 62 Brno, e-mail: klusak@ipm.cz.

[3] Ing. Stanislav Seitl, Ph.D., Ústav fyziky materiálů, Akademie věd České republiky, v. v. i., Žižkova 22, 616 62 Brno, e-mail: seitl@ipm.cz.

vysokopevnostní, aj.) a v neposlední řadě oceli. Tyto materiály se vyznačují svými výbornými vlastnostmi pevnosti, a to u betonů v tlaku a u oceli v tahu. Proto mezi hlavní proudy výzkumu patří analýza vzájemné interakce různých stavebních materiálů.

Pro posouzení vlastností materiálového rozhraní mezi betonem a ocelí se využívá protlačovací zkoušky, kdy jsou oba materiály k sobě spojeny zadanými způsoby a poté je na jeden z materiálů (v tomto případě beton) aplikováno zatížení (viz obr. 1 a 2). Poznamenejme, že ocel má v těchto kompozitních vzorcích vynikající ztužující vlastnosti. Spojení mezi betonem a ocelí bylo v minulosti řešeno různými způsoby, nejčastěji však pomocí ocelových mechanických konektorů. Například J-Hook spojení, jejichž analýzou se zabývali autoři Liew & Sohel v práci [9], nebo dlouhé hřeby odolné proti usmýknutí, jejichž možnosti použití a vlastnosti byly zkoumány v práci [10] autorů Nguyen & Kim.

Svarové spoje, jimiž jsou mechanické spoje převážně ukotveny na ocelovou část konstrukce, mohou podléhat nežádoucím efektům, jako je skoková změna materiálových parametrů (lomové houževnatosti, tažnosti atp.), snížení únavové odolnosti konstrukce, výskyt zbytkového napětí. Skoková změna materiálových parametrů spolu s tvarovými změnami (vruby) navíc vede v konstrukci k výskytu singulárních koncentrací napětí.

Jednou z možností, jak se vyhnout těmto negativním vlivům nebo je zmírnit, je vytvoření adhezního povrchu pomocí vrstvy epoxidového lepidla posypané jemnou štěrkovou drtí, kterému se ve svých pracích věnovali například autoři Bouazaoui et al. [2] a Aboobucker et al. [1]. Numerickými simulacemi protlačovací zkoušky (push-out test) se zabývali autoři Klusák et al. [7] a [8]. S využitím zobecněné lomové mechaniky práce [7] modeluje singulární koncentrátor napětí pomocí bi-materiálového (ocel-beton) vrubu zatíženého kombinovaným namáháním, druhá práce [8] se zabývá studií vlivu přítomnosti materiálové mezivrstvy v numerickém modelu na hodnoty kritických zatěžovacích sil.

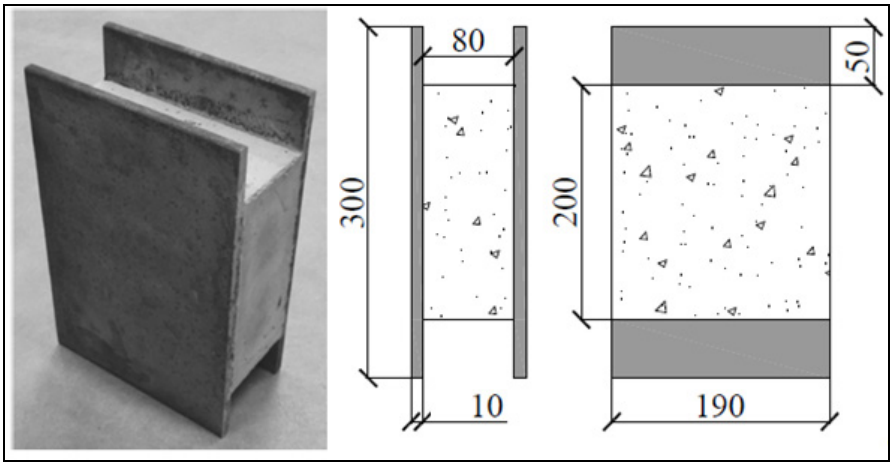
Cílem příspěvku je kvantifikovat vliv epoxidové mezivrstvy na chování zkušebního tělesa při protlačovací zkoušce, viz obr. 2. Změnou parametru materiálového modelu cementového kompozitu vystihnout samotnou protlačovací zkoušku. Numerické studie budou provedeny v softwaru ATENA [3] (metoda konečných prvků). Příspěvek přímo navazuje na práce Helincks et al. [4] a [5], kde jsou publikovaná data z experimentálního měření ze studované konfigurace protlačovací zkoušky.

2 PROTLAČOVACÍ ZKOUŠKA

Protlačovací zkouška (push-out test) byla využita jak pro experimentální získání smykových vlastností různých druhů spojení oceli a betonu [4], tak pro numerické studie[6], [7]. Na následujícím obrázku (obr. 1) je uveden tvar a rozměry zkušebního tělesa použitého v [4] a [5].

Zkušební těleso se připraví následovně: na ocelových plátech tloušťky 10 mm je připraven adhezní povrch vytvořený pomocí vrstvy epoxidového lepidla posypané štěrkovou drtí. Po vytvrzení mezivrstvy je vzorek dokončen nalitím samozhutňujícího betonu do formy. Pro mezivrstvu je využito dvousložkového epoxidového lepidla PC® 5800/PL, které má výbornou schopnost spojení s betony a ocelí.

Vstupní materiálové parametry betonu (ve stáří 28 dnů, získané na válcových zkušebních tělesech dle NBN EN 12390-3, NBN EN 12390-6 a NBN B 15-203), oceli a epoxidového lepidla použité pro numerické simulace jsou uvedeny v tab. 1.



Obr. 1: Studované zkušební těleso pro protlačovací zkoušky s rozměry v mm (převzato z [4])

Tab. 1 Materiálové charakteristiky použité při numerických simulacích: beton, ocel a epoxid

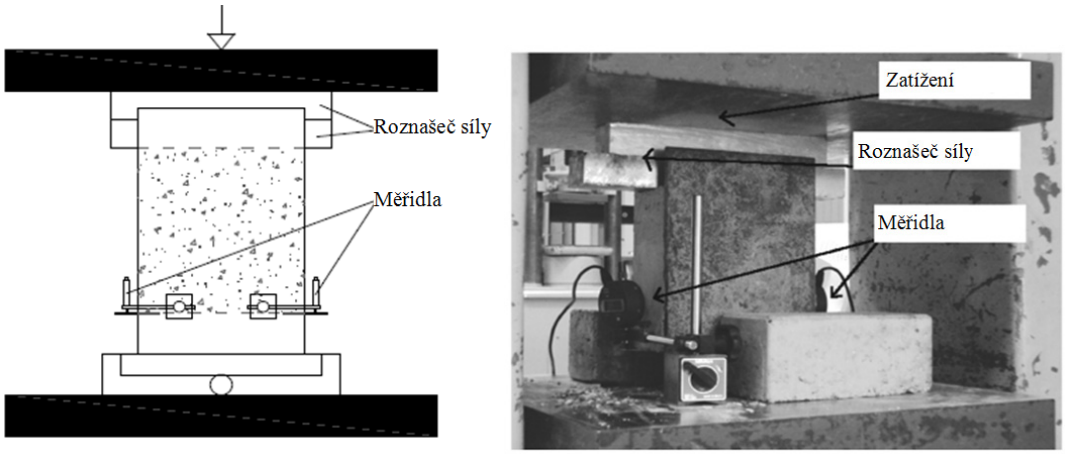
Materiálové parametry	**Beton**	**Ocel**	**Epoxid**
Youngův modul (E)	42,027 GPa	210 GPa	4,75 GPa
Poissonovo číslo (ν)	0,2	0,33	0,39
Pevnost v tahu	5,16 MPa		
Pevnost v tlaku	58,9 MPa		

2.1 Protlačovací zkouška - experiment

V rámci spolupráce s University College Ghent byla připravena a odzkoušena tělesa pro protlačovací zkoušku, podrobnosti viz [4]. Byla testována celkem čtyři zkušební tělesa s označením P10-1 až P10-4. Experimentálně změřené hodnoty kritických sil jsou pak uvedeny v tab. 2. Konfigurace pro povedení zkoušky je uvedena na obr. 2.

Experimentální měření:

1) Experiment se provádí na servohydraulickém stroji s řízeným posuvem a se záznamem průběhu síly.
2) Na ocelových plátech jsou připojeny dva měřící břity pro měření vzájemného posuvu mezi betonem a ocelí.
3) Na betonové těleso připevněné mezi pláty působí zatížení posuvem, viz obr. 2.



Obr. 2: Konfigurace protlačovací zkoušky (převzato a přeloženy názvy z Helincks et al. [4])

Tab. 2 Velikosti kritické síly pro jednotlivé zkušební vzorky získané při experimentálních měřeních, převzato z Helincks et al. [4]

Číslo testovaného vzorku	Kritická síla [kN]
P10-1	320,97
P10-2	291,60
P10-3	261,51
P10-4	296,89

2.2 Protlačovací zkouška – numerická studie

Numerická studie protlačovací zkoušky byla provedena v programu ATENA 2D (MKP, Červenka Consulting [3]). Ve studii, která je uvedena v příspěvku Holušová & Seitl [6] bylo provedeno srovnání mezi výsledky získanými výpočtem na modelu symetrické poloviny a modelem celého zkušebního tělesa s důrazem na okrajové podmínky.

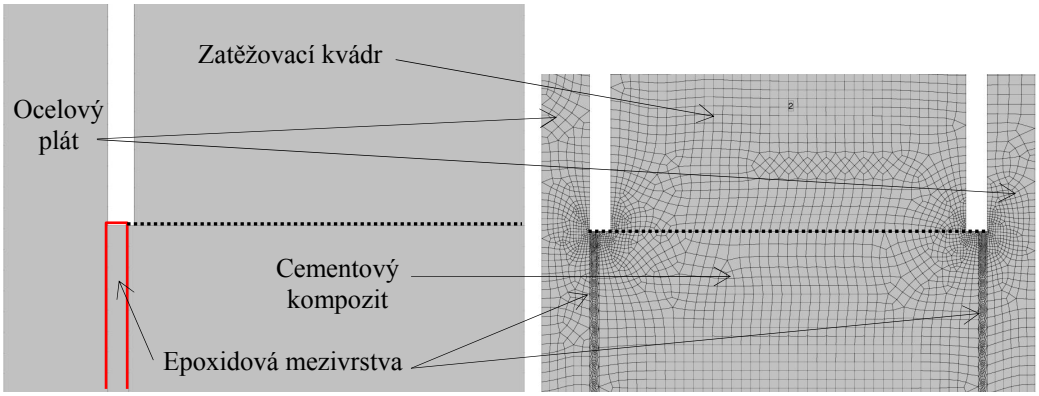
V této práci je pro numerické simulace použit model celého tělesa. Pro parametrickou studii bylo využito dvou úhlů pohledu na umístění epoxidové mezivrstvy:

- První uvažuje s nahrazením krajních pásů betonové části v tloušťkách 0,5; 1,0; 1,5 a 2,0 mm směrem k zatěžovacímu kvádru. Vzdálenost ocelových plátů tak zůstává stejná, tedy 80 mm, viz obr. 1.
- Druhý pohled uvažuje s postupným zvětšováním vzdálenosti mezi ocelovými pláty (vzdálenost > 80 mm), při zachování šířky betonové části (80 mm). Mezi betonovou a ocelovou část se pak vloží vrstva epoxidového lepidla v tloušťkách shodných s prvním případem.

Pro modelování betonové části byl použit materiálový model nazvaný v ATENA - 3D Nonlinear cementitious 2 s krychelnou pevností f_c = 58,9 MPa. Zadaná krychelná pevnost odpovídá naměřené pevnosti betonové směsi využité při experimentálně provedené zkoušce protlačením, uveřejněné v článku Helincks et al [4]. Pro modelování ocelových plátů byl použit model Pružný – rovinná deformace, s využitím modulu pružnosti (E) a Poissonova čísla (ν), viz tab. 1 a objemovou hmotností oceli ρ = 7850 kg/m^3. Tloušťka tělesa je 190 mm (viz obr. 1), proto byly všechny 2D úlohy modelovány s využitím podmínky rovinné deformace.

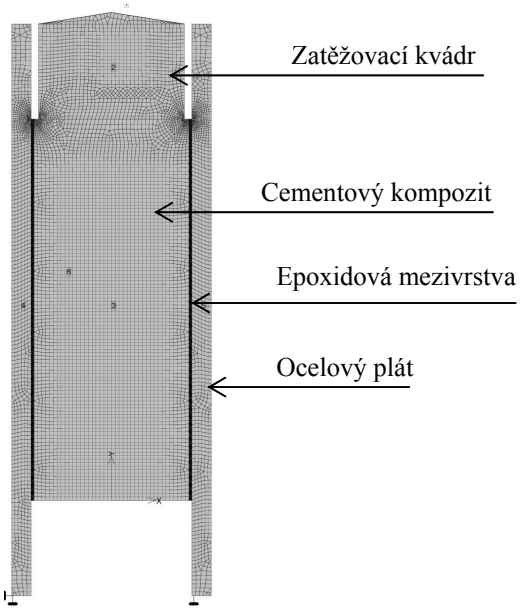
Studie vlivu kvality sítě konečných prvků bez uvažování epoxidové mezivrstvy byla provedena v práci autorů Holušová & Seitl [6]. Z numerické studie vlivu velikosti konečného prvku na průběh zatěžovací zkoušky [6] bylo vyhodnoceno, že nejadekvátnější základní velikost konečného prvku je o délce strany 2 mm při čtyřúhelníkové síti konečných prvků. Pro výpočet bylo dále uplatněno zhuštění této sítě v okolí bi-materiálového rozhraní (ocel-epoxid-beton) na velikost strany elementu 0,2 mm. Stejnou sítí konečných prvků (0,2 mm) byl pokryt i úzký pruh epoxidové mezivrstvy.

Tento příspěvek je věnován studii vlivu tloušťky epoxidové mezivrstvy na velikost maximální zatěžovací síly. Tloušťka epoxidové mezivrstvy byla v modelu postupně měněna a to od 0; 0,5; 1,0; 1,5 a 2,0 mm (viz obr. 3), což pokrývá předpokládané spektrum běžně aplikované mezivrstvy. V okolí předpokládaného růstu trhliny byla použitá síť zjemněna. Vstupní materiálové parametry epoxidové mezivrstvy do software ATENA 2D byly Yongův modul (E) a Poissonovo číslo (ν), a jsou uvedeny v tab. 1. Mezivrstva je uvažovaná jako dokonale rozložená po celé hloubce tělesa a tedy opět jako u ocelových plátů je aplikován při 2D výpočtu stav rovinné deformace (model Pružný – rovinná deformace).



Obr. 3: Modely zkušebních těles, s popsanými částmi a použitou sítí konečných prvků

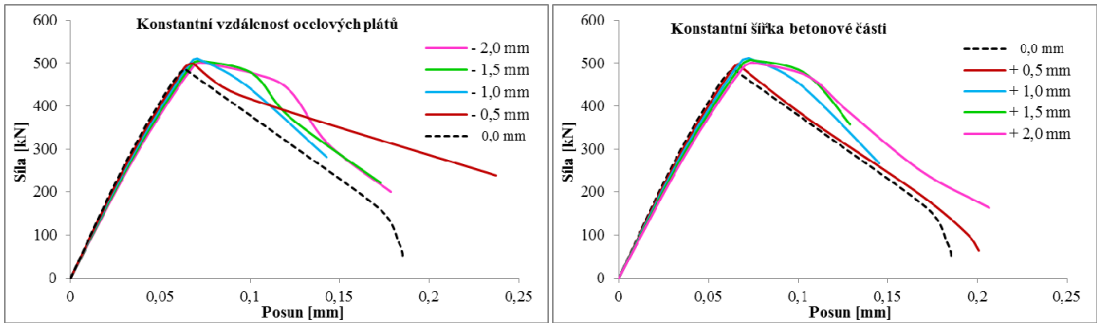
Celkový pohled na výpočtový model s aplikovanými okrajovými podmínkami je uveden na obr. 4. Okrajové podmínky odpovídají realitě, zatížení je rozloženo přes zatěžovací kvádr. Zatížení se aplikuje předepsaným posuvem se zatěžovacím krokem 0,005 mm.



Obr. 4: Celkový pohled na model zkušebního tělesa, aplikované okrajové podmínky

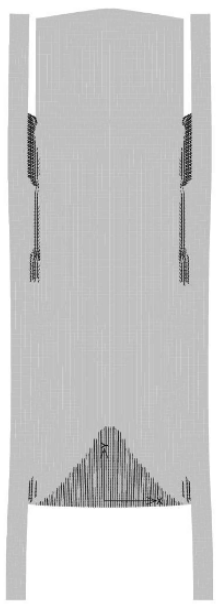
3 NUMERICKÉ VÝSLEDKY A DISKUSE

Numerické výsledky byly získány pro následující epoxidové šířky mezivrstev: 0 (bez epoxidové mezivrstvy); 0,5; 1,0; 1,5 a 2,0 mm. Jednotlivá bi-materiálová rozhraní (ocel-beton, ocel-epoxid, epoxid-beton) mezi jednotlivými materiály jsou modelována jako ostrá (skoková změna mechanických vlastností) a s dokonalou adhezí.



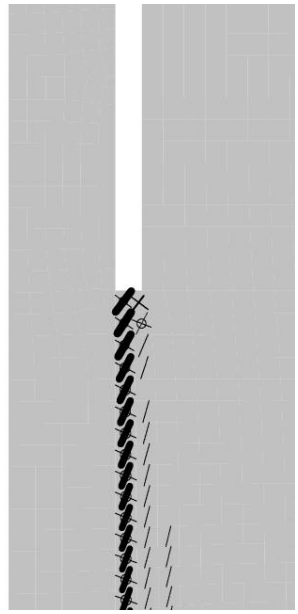
Obr. 5: Celkové zatěžovací diagramy

Celkový přehled výsledků numerické studie (zatěžovací diagramy pro jednotlivé tloušťky epoxidové mezivrstvy) je uveden v grafech na obr. 5. Výsledky jsou vykresleny jako diagramy síla versus posunutí na středu spodního líce cementového kompozitu. Výchozí numerický výsledek výpočtu bez uvažování epoxidového lepidla (přímo rozhraní ocel-beton) je v grafu zobrazen černou čárkovanou křivkou. Analogicky jako jsou zaznamenávány diagramy síla versus posun při experimentálních měřeních zatěžovacích zkoušek [4], [5]. V grafu, který je umístěn vlevo na obr. 5, jsou uvedeny průběhy křivek pro případ, kdy se ponechávala konstantní vzdálenost ocelových plátů a epoxidová vrstva nahrazovala krajní pásy betonové části. V grafu, který je umístěn vpravo, jsou vyneseny zatěžovací křivky pro druhý případ – kdy zůstává konstantní šířka betonového prvku.



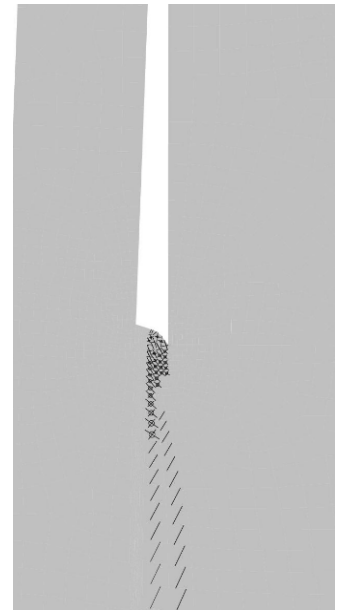
a)

Příklad – celkový pohled na push-out test po numerické simulaci



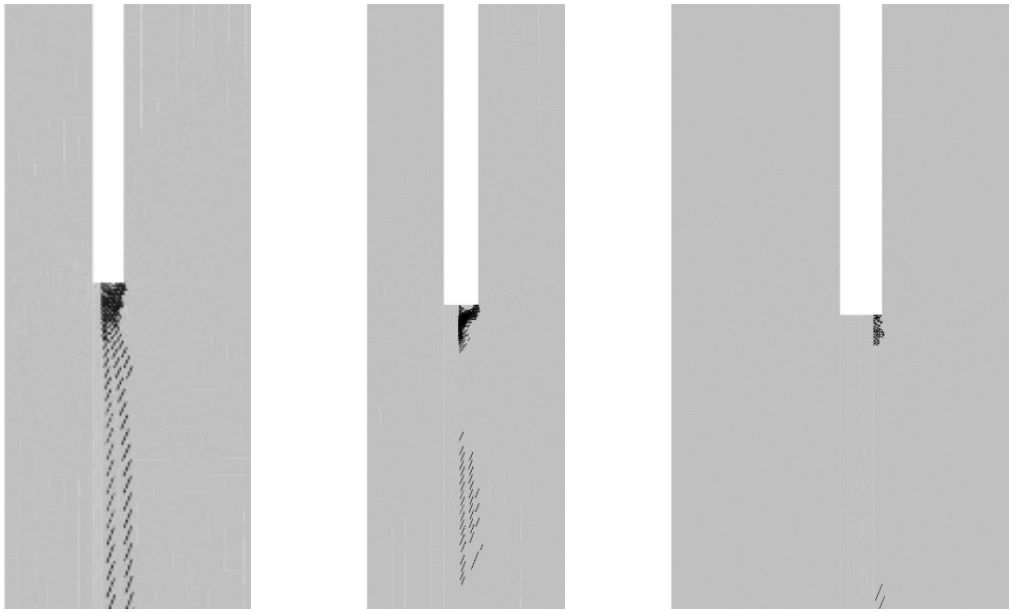
b)

Detail – bez epoxidové mezivrstvy



c)

Detail – epoxidová mezivrstva v šířce 1 mm – případ č. 1



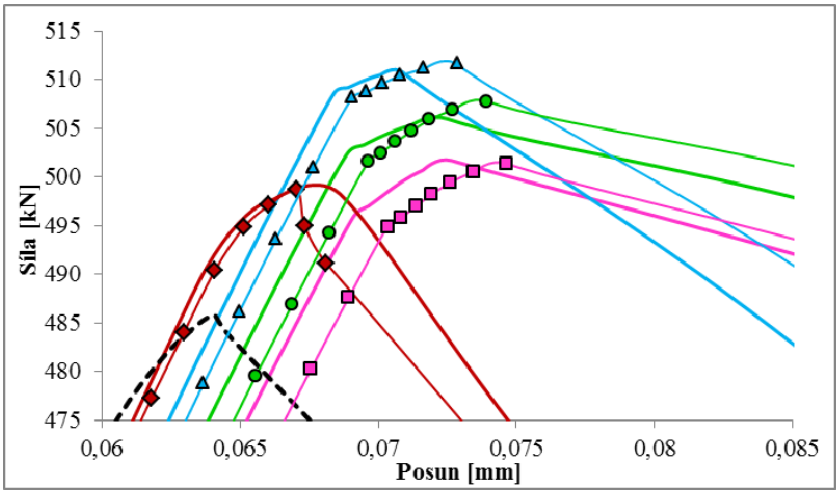
d) Detail – epoxidová mezivrstva v šířce 1 mm – případ č. 2

e) Detail – epoxidová mezivrstva v šířce 2 mm – případ č. 1

f) Detail – epoxidová mezivrstva v šířce 2 mm – případ č. 2

Obr. 6: Vybrané obrázky smykových [a)-f)] a tahových [a)] trhlin z numerických simulací

Poznamenejme, že k iniciaci trhliny dochází tam, kde existují největší napětí: i) smyková napětí – v blízkosti rozhraní cementového kompozitu a mezivrstvy, nebo ii) tahová napětí – na spodní části betonového prvku, viz obr. 6 a). Trhliny se vždy iniciují do betonové části zkušebního tělesa. Při numerických simulacích se ukázalo, že dominantní pro vznik trhliny je dosažení maxima smykového napětí v blízkosti rozhraní. Na obr. 6 b)-f) jsou vyneseny detaily smykových trhlin při maximálním zatížení. Na obrázcích je vidět, že se trhlina iniciuje v blízkosti rozhraní do betonové části.



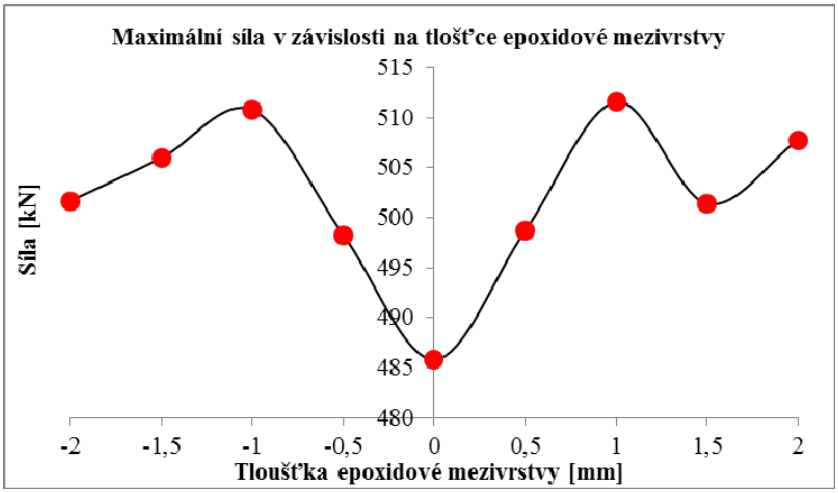
Obr. 7: Detail zatěžovacího diagramu v blízkosti dosažení maximálních sil

Na obr. 7 je uveden detail průběhu zatěžovacího diagramu v blízkosti vrcholu zatěžovacích sil. Barevné označení zatěžovacích křivek je převzato s obr. 5, přičemž křivky s označením odpovídají případu č. 2, kdy zůstávala šířka betonové části konstantní a zvětšovala se vzdálenost mezi ocelovými pláty. Z grafu plyne, že samotná existence epoxidové mezivrstvy vždy znamená nárůst potřebné maximální síly.

Pro lepší kvantifikaci jsou v grafu na obr. 8 vyneseny maximální zatěžovací síly v závislosti na tloušťce epoxidové mezivrstvy.

1) Hodnoty na vodorovné ose označené znaménkem minus (-) označují modely, kdy zůstávala vzdálenost ocelových plátů konstantní – případ č. 1.
2) Hodnoty na kladné poloose označují variantu modelu, kdy zůstávala šířka betonové části konstantní – případ č. 2.

Z grafu na obr. 8 je patrné, že k nárůstu potřebné maximální síly dochází v rozmezí 3 až 5 %, což nepřekračuje výrazně nepřesnost řešení. Poměrně nízký nárůst maximální síly může být způsoben iniciací trhliny do betonové části (tedy potřebné smykové napětí k vyvolání magistrální trhliny je ve všech sledovaných případech stejné). Při uvažování větší šířky epoxidové mezivrstvy ($t > 1$ mm) následně dochází k mírnému poklesu maximální síly nikoli však pod maximální sílu, která je vypočtena bez uvažování mezivrstvy.



Obr. 8: Maximální zatěžovací síly v závislosti na tloušťce epoxidové mezivrstvy. Hodnoty na vodorovné ose označené znaménkem minus (-) označují modely, kdy zůstávala vzdálenost ocelových plátů konstantní

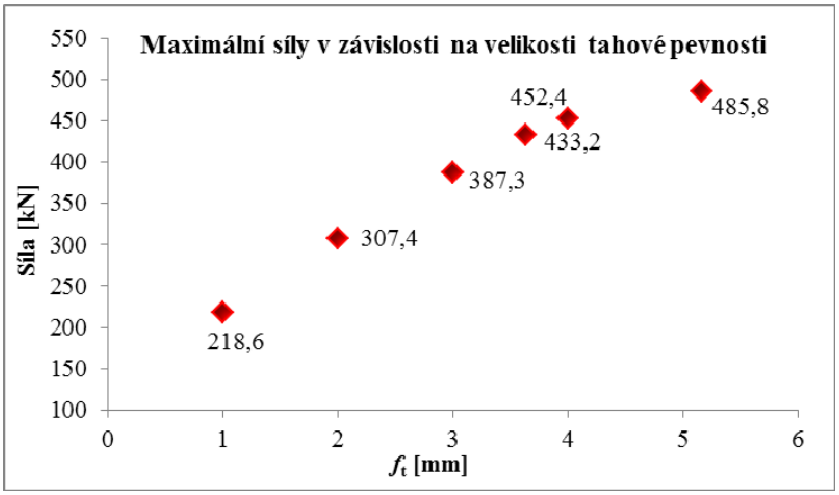
4 SROVNÁNÍ NUMERICKÝCH VÝSLEDKŮ S EXPERIMENTEM

Experimentálně získané hodnoty maximálních sil jsou uvedeny v tab. 2. Při porovnání jednotlivých numericky získaných hodnot (min okolo 485 až max. 515 kN) a experimentálně zjištěných (max. 320 kN) je vidět, že ve všech studovaných případech jsou hodnoty maximální síly vždy výrazně vyšší než reálně získané hodnoty z experimentu. Numericky získané hodnoty mají odchylku do 5 %, což odpovídá chybě při numerickém výpočtu. Lze tedy vyslovit doporučení, že v případě numerických výpočtů pro danou konfiguraci není třeba mezivrstvu při modelování uvažovat.

Vstupní parametry pro betonovou část protlačovací zkoušky byly vloženy do výpočtu na základě experimentálních dat provedených dle NBN EN 12390-3, NBN EN 12390-6 a NBN B 15-203 na válcových tělesech, odlitých z válcové formy, viz kapitola 0. Příprava zkušebního tělesa pro protlačovací zkoušku probíhá technologicky jiným způsobem (viz kapitola 0). Proto lze vyslovit předpoklad, že v důsledku výroby experimentálních zkušebních těles může v betonové části

konfigurace protlačovací zkoušky dojít vlivem smršťování a dotvarování k redistribuci vnitřního napětí. Tím může dojít k přecenění tahových vlastností betonové části tělesa a tedy i k výraznému navýšení maximálních zatěžovacích sil v numerické studii oproti experimentu.

Proto byla provedena inverzní analýza parametru tahové pevnosti na numerických modelech bez uvažování mezivrstvy, který je podle experimentu i v numerické studii uvažován hodnotou f_t = 5,16 MPa (viz tab. 1). Pro inverzní analýzu pak byly vybrány následující hodnoty tahové pevnosti 1,0; 2,0; 3,0; 3,633 a 4,0 MPa a postupně zadávanými jako vstupní parametr v materiálovém modelu cementového kompozitu 3D Nonlinear cementitious 2.



Obr. 9: Maximální zatěžovací síly v závislosti na velikosti tahové pevnosti

Dosažené numerické výsledky jsou uvedeny v grafu na obr. 9, kde jsou vyneseny maximální síly v závislosti na velikosti zadané tahové pevnosti. Analýzou bylo zjištěno, že odpovídající pevnost v tahu betonu tak, aby numericky zjištěná data odpovídala experimentálnímu měření, se pohybuje okolo 2 MPa, což je cca 40 % oproti původně zjištěné hodnotě 5,16 MPa.

5 ZÁVĚR

V příspěvku byla provedena numerická studie vlivu tloušťky mezivrstvy a změny parametru tahové pevnosti na hodnotu maximální síly při modelování protlačovací zkoušky (angl. push-out test).

Na vytvořených modelech zkušebních těles v software ATENA byly provedeny odpovídající výpočty metodou konečných prvků s využitím modelu kohezivní trhliny.

Z provedené numerické analýzy plyne:

1) Uvažováním epoxidové mezivrstvy se výrazně nezlepší popis chování zkoušky a lze ji tedy při numerických simulacích zanedbat.
2) Změnou parametru materiálového modelu cementového kompozitu lze vystihnout experimentálně provedeného protlačovacího testu.

PODĚKOVÁNÍ

Příspěvek byl realizován za finanční podpory Grantové agentury České republiky č. P104/11/0833 a č. P108/10/2049 a juniorského specifického výzkumu VUT č. FAST-J-12-3.

LITERATURA

[1] ABOOBUCKER, M. A. M., WANG, T. Y., RICHARD LIEW, J. Y. An experimental investigation on shear bond strength between steel and fresh cast concrete using epoxy. The

IES Journal Part A: *Civil & Structural Engineering* Vol. 2, (No. 2), 2009, pp. 107-115, ISSN: 1937-3260.

[2] BOUAZAOUI, L., PERRENOT, G., DELMAS, Y., LI A. Experimental study of bonded steel concrete composite structures. *Journal of Constructional Steel Research* 63, 2007, pp. 1268-1278, ISSN: 0143-974X.

[3] Červenka consulting, s.r.o. – www.cervenka.cz.

[4] HELINCKS, P., DE CORTE, W., KLUSÁK, J., SEITL, S., BOEL, V., DE SCHUTTER, G. Failure conditions from push-out tests of a steel-concrete joint: Experimental results. *Key Engineering Materials,* Vols. 488-489, 2012, pp. 714-717, ISSN: 1013-9826.

[5] HELINCKS, P., DE CORTE, W., KLUSÁK, J., SEITL, S., BOEL, V., DE SCHUTTER, G. Experimental investigation of the influence of the bond conditions on the shear bond strength between steel and self-compacting concrete using push-out tests, *Key Engineering Materials*, Vols. 525-526, 2013, pp. 81-84, ISSN: 1013-9826.

[6] HOLUŠOVÁ, T., SEITL, S. Numerická studie vlivu kvality MKP sítě v okolí bi-materiálového rozhraní na průběh zatěžovací síly: Push-out test. *Modelování v mechanice* (CD)*,* 2012, pp. 1-7, ISBN 978-80-248-2694-3.

[7] KLUSÁK, J., SEITL, S., DE CORTE, W., HELINCKS, P., BOEL, V., DE SCHUTTER, G. Failure conditions from push out tests of a steel-concrete joint: Fracture mechanics approach, *Key Engineering Materials*, Vols. 488-489, 2012, pp. 710-713, ISSN: 1013-9826.

[8] KLUSÁK, J., HELINCKS. P., SEITL, S., DE CORTE, W., BOEL, V., DE SCHUTTER, G. The influence of the epoxy interlayer on the assessment of failure conditions of push-out test specimens, *Key Engineering Materials,* Vols. 525-526, 2013, pp. 61-64, ISSN: 1013-9826.

[9] LIEW, R. J. Y., SOHEL, K. M. A. Lightweight steel-concrete-steel sandwich system with J-hook connectors, *Engineering Structures* 31, 2009, pp. 1166-1178, ISSN: 0141-0296.

[10] NGUYEN, H.T., KIM, S., E. Finite element modeling of push-out tests for large stud shears connectors, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 65 (10-11), 2009, pp. 1909-1920, ISSN: 0143-974X.

Oponentní posudek vypracoval:

Ing. Radomír Pukl CSc., Červenka Consulting s.r.o., Praha.

Doc. Ing. Brožovský Jiří, Ph.D., Katedra stavební mechaniky, Fakulta stavební, VŠB-TU Ostrava.

Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské - Technické univerzity Ostrava
číslo 2, rok 2012, ročník XII, řada stavební
článek č. 39

Gabriela LAJČÁKOVÁ[1], Jozef MELCER[2]

VÝPOČTOVÉ MODELY BETÓNOVÝCH VOZOVIEK

COMPUTING MODELS OF CONCRETE PAVEMENTS

Abstrakt

Vozovky predstavujú dopravné konštrukcie vystavené dynamickým účinkom pohybujúcich sa vozidiel. Pre posúdenie ich správania sa je potrebné poznať zaťaženie skutočnými vozidlami. Tieto údaje je možné získať numerickou alebo experimentálnou cestou. Pri analýze železobetónových vozoviek je možné použiť rôzne výpočtové modely. Niektoré možnosti sú prezentované v tomto príspevku.

Klíčová slova

Betónové vozovky, dynamické zaťaženie, výpočtové modely, numerické modelovanie.

Abstract

Pavements represent the transport structures subjected to dynamic effect of moving vehicles. The real transport load is needed for the assessment of pavements. Such data can be obtained by numerical or experimental way. Various computing models can be used for the analysis of concrete pavements. Some possibilities are presented in this contribution.

Keywords

Concrete pavements, dynamic load, computing models, numerical modeling.

1 ÚVOD

Cesta je teoreticky nekonečne dlhá konštrukcia. Pri modelovaní účinkov pohyblivého zaťaženia je potrebné modelovať pomerne dlhý úsek cesty. Ak tvoríme výpočtový model v duchu metódy konečných prvkov, má takýto model veľa stupňov voľnosti. Pri priamom riešení v čase je potrebné numericky riešiť simultánnu sústavu diferenciálnych rovníc druhého rádu s veľkým počtom rovníc. Pretože s pohybujúcim sa zaťažením sa pohybuje aj deformačná vlna, ktorá od daného zaťaženia vzniká, sleduje sa priebeh zmien stavov napätosti a stavov deformácie v čase len v jednom bode alebo v jednom priečnom reze. Aby sa znížili nároky na simultánne riešenie veľkého počtu pohybových rovníc, často sa používa metóda rozvoja podľa tvarov vlastného kmitania, kedy pri výpočte sa uvažuje len niekoľko málo vlastných tvarov (v krajnom prípade len 1 tvar). Tým sa samozrejme potláčajú výhody a zmysel modelu MKP a vynára sa otázka, či použitie iných jednoduchších výpočtových modelov za takýchto podmienok neprinesie rovnaké výsledky pri oveľa menšom množstve vynaloženej práce. Ukazuje sa, že takáto cesta je schodná, ak sa príjme predpoklad o tvare ohybovej plochy vozovky od daného zaťaženia.

[1] Ing. Gabriela Lajčáková, PhD., Katedra stavebnej mechaniky, Stavebná fakulta, Žilinská univerzita, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina, tel.: (+421) 41 513 5649, e-mail: gabriela.lajcakova@fstav.uniza.sk.

[2] Prof. Ing. Jozef Melcer, DrSc., Katedra stavebnej mechaniky, Stavebná fakulta, Žilinská univerzita, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina, tel.: (+421) 41 513 5612, e-mail: jozef.melcer@fstav.uniza.sk.

2 VÝPOČTOVÉ MODELY BETÓNOVEJ VOZOVKY

Betónová vozovka sa betónuje ako kontinuálna železobetónová doska, ktorá sa dodatočne reže na menšie dilatačné celky. Pri numerickom modelovaní dynamických účinkov vozidiel je možné vozovku modelovať ako jednu dosku na pružnom podklade. Ak sa sledujú účinky vozidla na dosku iba v jednom bode, napríklad uprostred dosky, stačí prijať predpoklad o tvare ohybovej plochy dosky vyvolanej účinkom jednej kolesovej sily vozidla pôsobiacej v tomto bode a pohybovú rovnicu dosky riešiť v duchu Fourierovej metódy. Ak sa akceptuje platnosť Maxwellovej vety o vzájomnosti posunutí, je možné časový priebeh výchyliek v sledovanom bode dosky získať tak, že sa vozidlo preženie po doske zdeformovanej do predpokladaného tvaru. V tomto prípade neznáma funkcia času v pohybovej rovnici dosky bude mať význam koeficienta úmernosti popisujúceho zmeny predpokladaných výchyliek dosky v čase.

Prijatý predpoklad o tvare ohybovej plochy dosky závisí od konštrukčného usporiadania a rozmerov vozovky. V tomto príspevku sú prezentované 3 možné prípady.

Pohybová rovnica tenkej dosky na Winklerovom pružnom podklade má tvar

$$D\left(\frac{\partial^4 w}{\partial x^4}+2\frac{\partial^4 w}{\partial x^2\partial y^2}+\frac{\partial^4 w}{\partial y^4}\right)+K\cdot w+\mu\frac{\partial^2 w}{\partial t^2}+2\mu\omega_b\frac{\partial w}{\partial t}=p(x,y,t)\,. \tag{1}$$

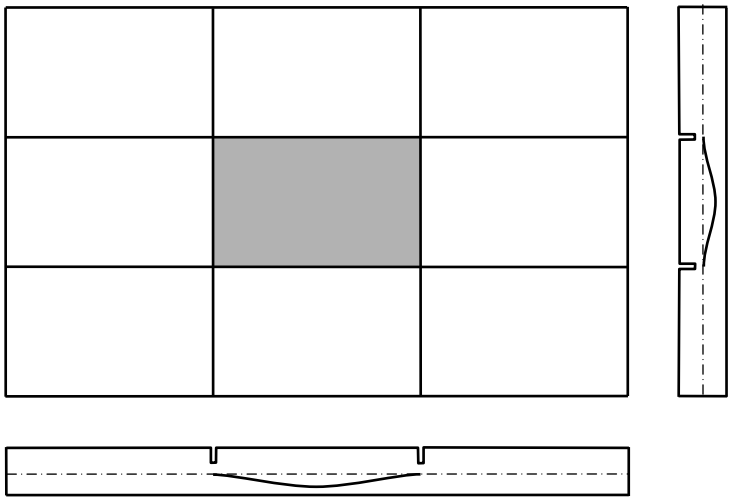
Hľadaná funkcia $w(x,y,t)$ sa v duchu Fourierovej metódy riešenia vyjadrí v tvare

$$w(x,y,t)=w_0(x,y)\cdot q(t)\,, \tag{2}$$

kde $w_0(x,y)$ je zavedený predpoklad o tvare ohybovej plochy dosky a $q(t)$ je koeficient úmernosti závislý na čase, majúci tu význam zovšeobecnenej Lagrangeovej súradnice.

V prípade, že sledovaná doska je súčasťou rozsiahlejšej vozovkovej plochy (letištné vozovky, viacpruhové cestné vozovky, obr. 1), je možné prijať predpoklad o tvare ohybovej plochy v tvare

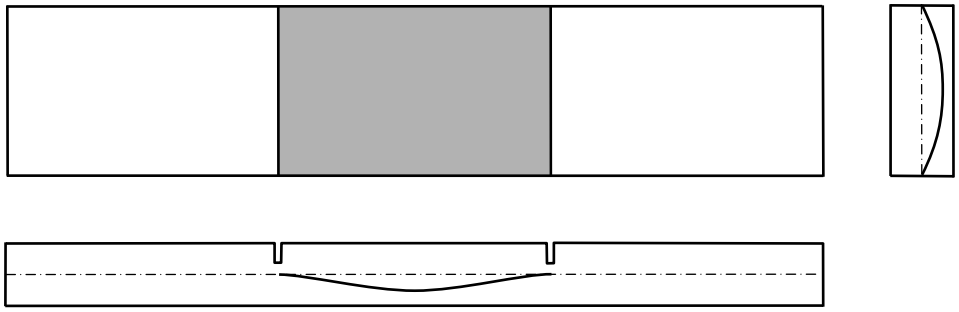
$$w_0(x,y)=\frac{1}{4}\left(1-\cos\frac{2\pi x}{l_x}\right)\cdot\left(1-\cos\frac{2\pi y}{l_y}\right). \tag{3}$$



Obr. 1: Doska ako súčasť rozsiahlej plochy vozovky

V prípade, že sa jedná o jeden doskový pás, tvorený radou dosiek situovaných za sebou v jednom pruhu (obr. 2), je možné prijať predpoklad o tvare ohybovej plochy v tvare

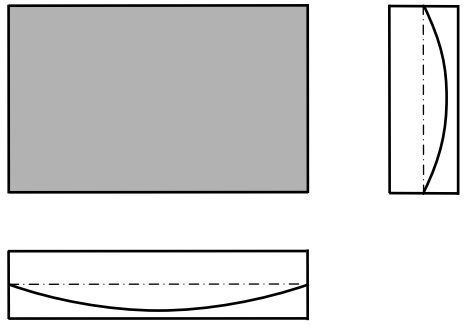
$$w_0(x,y) = \frac{1}{2}\left(1 - \cos\frac{2\pi x}{l_x}\right)\cdot\left(\sin\frac{\pi y}{l_y}\right). \tag{4}$$



Obr. 2: Doska ako súčasť líniovej konštrukcie

V prípade, že by sa jednalo o jednu izolovanú dosku (obr. 3), je možné prijať predpoklad o tvare ohybovej plochy dosky v tvare

$$w_0(x,y) = \left(\sin\frac{\pi x}{l_x}\right)\cdot\left(\sin\frac{\pi y}{l_y}\right). \tag{5}$$



Obr. 3: Jedna izolovaná doska

Treba zdôrazniť, že rozhodujúci je tvar predpokladanej ohybovej plochy, nie sú potrebné jej skutočné hodnoty. Je to obdoba riešenia rozvojom do vlastných tvarov kmitania. Rozdiel je len v tom, že pri rozvoji do vlastných tvarov kmitania má predpoklad (2) tvar

$$w(x,y,t) = \sum_{j=1}^{n} w_j(x,y)\cdot q_j(t). \tag{6}$$

Predmetom výpočtu je v prípade rozvoja do vlastných tvarov viacej zovšeobecnených Lagrangeových súradníc $q_j(t)$.

Výraz pre $p(x,y,t)$ na pravej strane pohybovej rovnice dosky (1) predstavuje intenzitu spojitého zaťaženia premennú v mieste aj v čase. V prípade pohybu vozidla máme dočinenie s diskrétnym zaťažením, ktoré je potrebné nejakým spôsobom transformovať na dynamicky ekvivalentné spojité zaťaženie. Toto je možné urobiť postupom, ktorý navrhol Dirac [1].

$$p(x,y,t) = \sum_{j} \varepsilon_j \cdot F_j(t)\cdot\delta(x - x_j)\cdot\delta(y - y_j), \tag{7}$$

V prípade predpokladu (4) o tvare ohybovej plochy výraz (7) nadobudne tvar

$$p(x,y,t)=\sum_j \sum_{m=1}^{\infty}\sum_{n=1}^{\infty} p_{mn,j}(t)\cdot\frac{1}{2}\left(1-\cos\frac{m2\pi x}{l_x}\right)\cdot\left(\sin\frac{n\pi y}{l_y}\right), \tag{8}$$

kde

$$p_{mn,j}(t)=\frac{2}{l_x}\cdot\frac{2}{l_y}\int_0^{l_x}\int_0^{l_y}\varepsilon_j\cdot F_j(t)\cdot\delta(x-x_j)\cdot\delta(y-y_j)\cdot\frac{1}{2}\left(1-\cos\frac{m2\pi x}{l_x}\right)\left(\sin\frac{n\pi y}{l_y}\right)\mathrm{d}x\mathrm{d}y=$$

$$=\varepsilon_j\cdot F_j(t)\cdot\frac{4}{l_x l_y}\cdot\frac{1}{2}\left(1-\cos\frac{m2\pi x_j}{l_x}\right)\cdot\left(\sin\frac{n\pi y_j}{l_y}\right). \tag{9}$$

Potom

$$p(x,y,t)=\sum_j \sum_{m=1}^{\infty}\sum_{n=1}^{\infty}\varepsilon_j\cdot F_j(t)\cdot\frac{1}{l_x l_y}\cdot\left(1-\cos\frac{m2\pi x_j}{l_x}\right)\cdot\left(\sin\frac{n\pi y_j}{l_y}\right)\cdot$$

$$\cdot\left(1-\cos\frac{m2\pi x}{l_x}\right)\cdot\left(\sin\frac{n\pi y}{l_y}\right). \tag{10}$$

S prihliadnutím na konvergenciu nekonečných radov v rovnici (10) môžeme zobrať do úvahy iba 1. člen týchto radov. Potom rovnicu (10) je možné vyjadriť v tvare

$$p(x,y,t)=\sum_j \varepsilon_j\cdot F_j(t)\cdot\frac{1}{l_x l_y}\cdot\left(1-\cos\frac{2\pi x_j}{l_x}\right)\cdot\left(\sin\frac{\pi y_j}{l_y}\right)\cdot\left(1-\cos\frac{2\pi x}{l_x}\right)\cdot\left(\sin\frac{\pi y}{l_y}\right). \tag{11}$$

Pre rovinný výpočtový model vozidla (obr. 4) platí

$$F_j(t)=-G_j+k_j\cdot d_j(t)+b_j\cdot\dot{d}_j(t),\quad (j=6,\,7,\,8), \tag{12}$$

kde G_j je gravitačná sila pôsobiaca na *j-tú* nápravu, k_j a b_j sú konštanta tuhosti a súčiniteľ tlmenia *j-tej* nápravy a $d_j(t)$ deformácia pneumatiky *j-tej* nápravy. Derivácie s ohľadom na čas sú značené bodkou nad znakom nezávisle premennej.

Dosadením predpokladu (2) a (4) do rovnice (1) sa ľavá strana tejto rovnice zmení na tvar

$$\ddot{q}(t)\cdot\left[\frac{1}{2}\mu\left(1-\cos\frac{2\pi x}{l_x}\right)\cdot\sin\frac{\pi y}{l_y}\right]+\dot{q}(t)\cdot\left[\frac{1}{2}2\mu\cdot\omega_b\left(1-\cos\frac{2\pi x}{l_x}\right)\cdot\sin\frac{\pi y}{l_y}\right]+$$

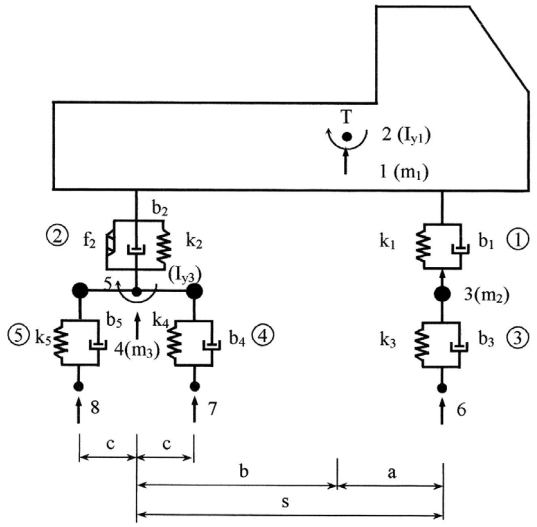
$$+q(t)\cdot\left[-\frac{D}{2}\left(\frac{2\pi}{l_x}\right)^4\cdot\cos\frac{2\pi x}{l_x}\cdot\sin\frac{\pi y}{l_y}-\frac{2D}{2}\left(\frac{2\pi}{l_x}\right)^2\left(\frac{\pi}{l_y}\right)^2\cdot\cos\frac{2\pi x}{l_x}\cdot\sin\frac{\pi y}{l_y}+\right.$$

$$\left.+\frac{D}{2}\left(\frac{\pi}{l_y}\right)^4\left(1-\cos\frac{2\pi x}{l_x}\right)\cdot\sin\frac{\pi y}{l_y}+\frac{K}{2}\left(1-\cos\frac{2\pi x}{l_x}\right)\cdot\sin\frac{\pi y}{l_y}\right]=p(x,y,t). \tag{13}$$

Keď sledujeme výchylky len v jednom bode, napríklad uprostred dosky, potom $x = l_x/2$ and $y = l_y/2$ a rovnica (1) nadobudne definitívny tvar

$$\ddot{q}(t)\cdot\mu+\dot{q}(t)\cdot 2\mu\cdot\omega_b+q(t)\cdot D\cdot\left[\frac{1}{2}\left(\frac{2\pi}{l_x}\right)^4+\left(\frac{2\pi}{l_x}\right)^2\left(\frac{\pi}{l_y}\right)^2+\left(\frac{\pi}{l_y}\right)^4+\frac{K}{D}\right]=$$

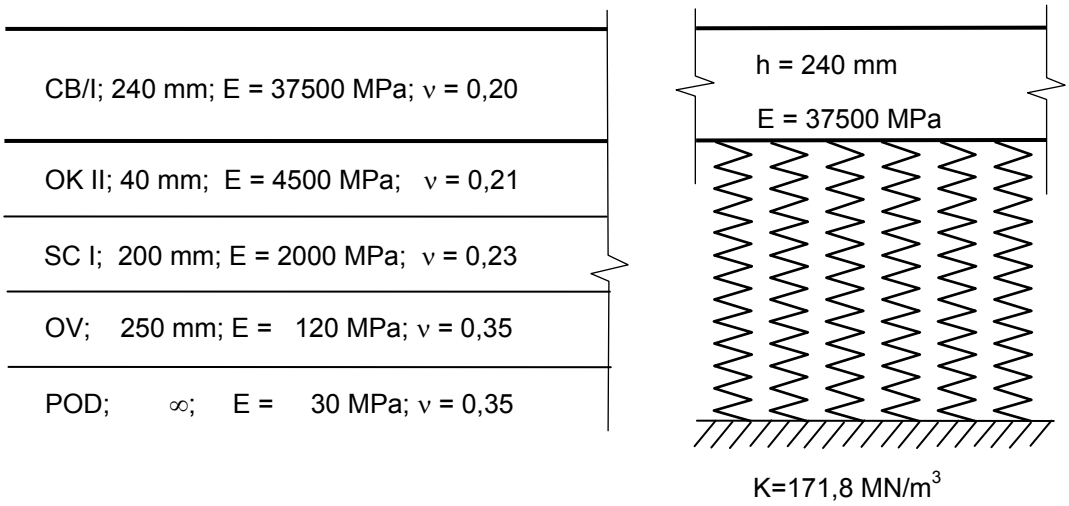
$$=\sum_j \varepsilon_j\cdot F_j(t)\cdot\frac{2}{l_x l_y}\cdot\left(1-\cos\frac{2\pi x_j}{l_x}\right)\cdot\left(\sin\frac{\pi y_j}{l_y}\right). \tag{14}$$



Obr. 4: Rovinný výpočtový model vozidla

3 UKÁŽKA ZÍSKANÝCH VÝSLEDKOV

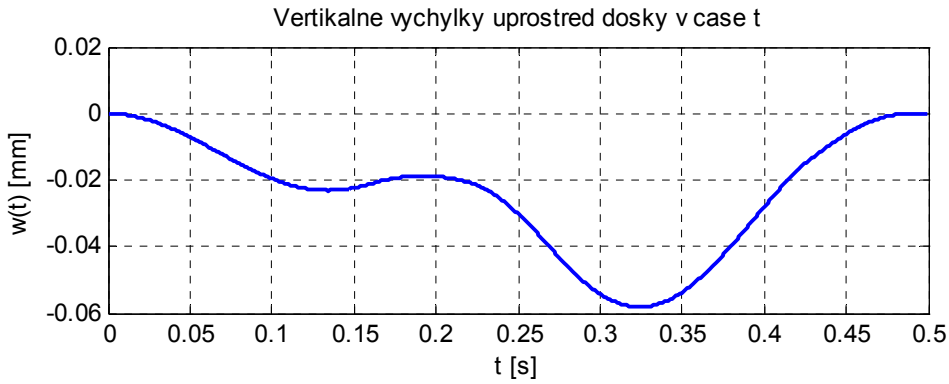
Numerické riešenia sa realizovali pre vozovku s nasledovnou skladbou, obr. 5.



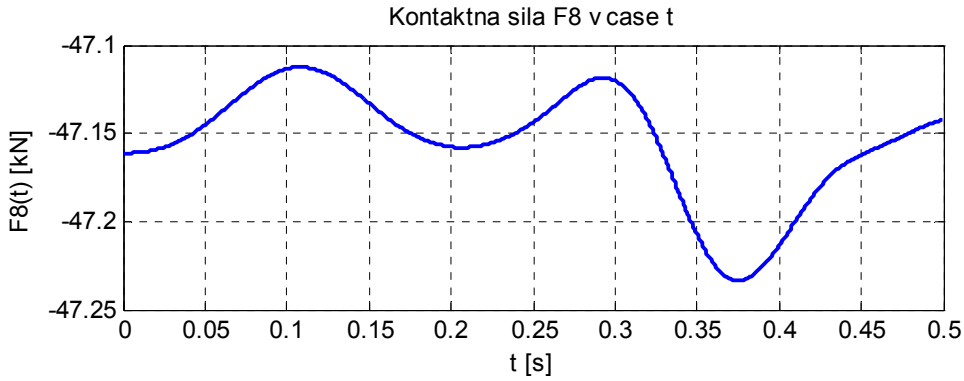
Obr. 5: Skladba betónovej vozovky a jej výpočtový model

Pri riešení sa použil predpoklad (4) o tvare ohybovej plochy dosky a rovinný polovičný model vozidla. Predpokladá sa, že vozidlo sa pohybuje v pozdĺžnej osi dosky a povrch vozovky je dokonale hladký. Ako výsledok riešenia je možné získať časové priebehy všetkých kinematických veličín vozidla, časové priebehy kinematickým veličín dosky vozovky vzťahujúce sa k jej stredu a časové priebehy kontaktných síl pod jednotlivými nápravami vozidla.

Ako ukážka získaných výsledkov je na obr. 6 uvádzaný časový priebeh vertikálnych výchyliek uprostred dosky pri prejazde vozidla rýchlosťou 80 km/h a na obr. 7 časový priebeh kontaktných síl $F_8(t)$ pod zadným kolesom zadnej nápravy vozidla.



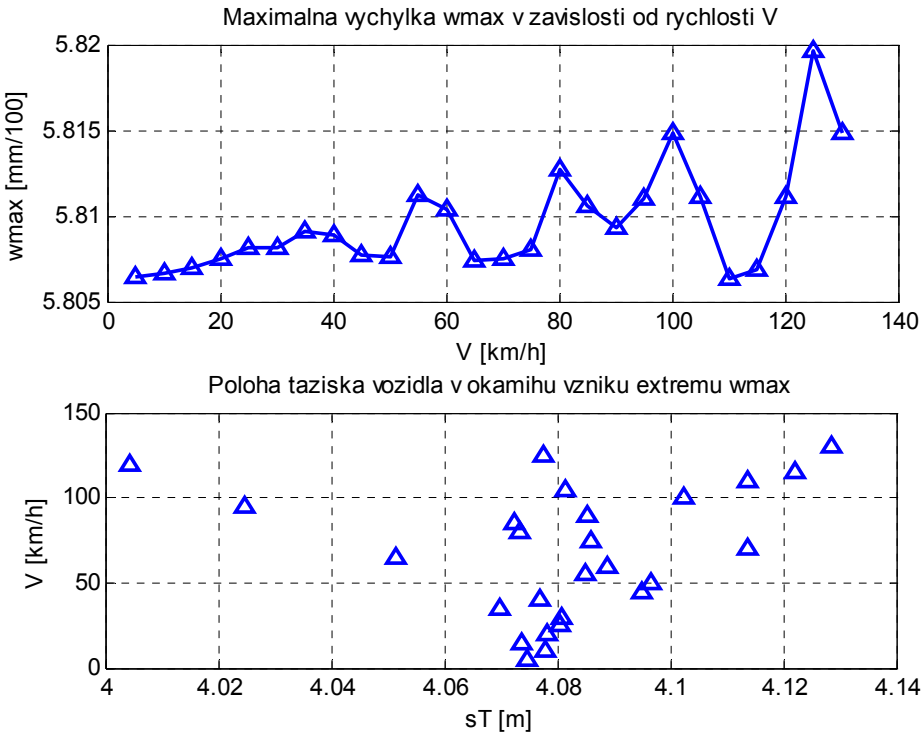
Obr. 6: Vertikálne výchylky uprostred dosky



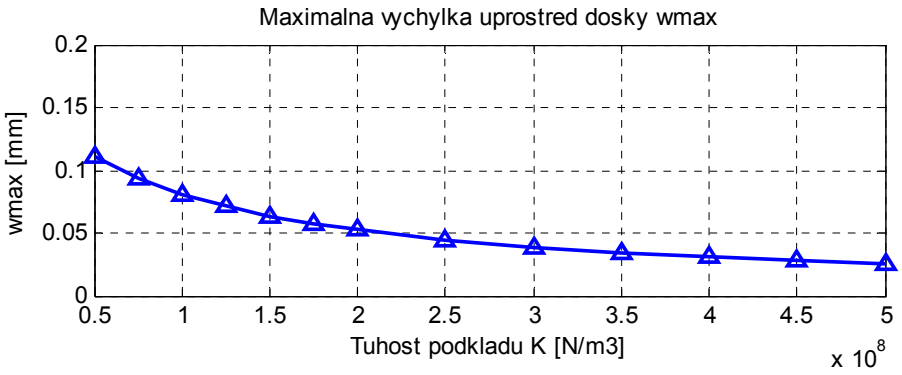
Obr. 7: Kontaktná sila pod zadným kolesom zadnej nápravy

Pri riešení problému vstupujú do hry rôzne parametre. Najdôležitejší z nich je rýchlosť pohybu vozidla, nakoľko o vplyve ostatných parametrov má zmysel hovoriť iba v súvislosti s konkrétnou rýchlosťou pohybu vozidla. Na obr. 8 je zobrazený vplyv rýchlosti pohybu vozidla na maximálne vertikálne výchylky uprostred dosky. Analýza je robená v rozsahu rýchlostí od 5 do 130 km/h s krokom 5 km/h. V obrázku je možné sledovať aj polohu ťažiska vozidla vzhľadom na začiatok dosky, kedy maximálna výchylka vzniká.

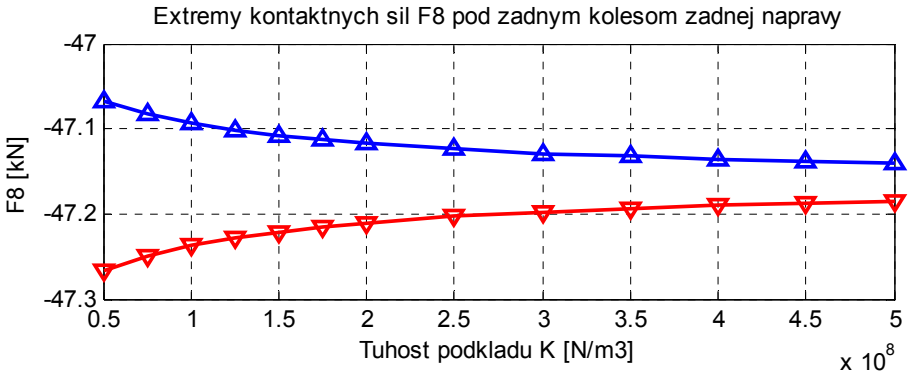
Ďalej je možné sledovať vplyv parametrov, ktoré ovplyvňujú tuhosť konštrukcie (modul stlačiteľnosti podložia K, hrúbka dosky h, modul pružnosti dosky E). Vo všetkých týchto prípadoch je možné urobiť nasledovné zovšeobecnia. V narastajúcou tuhosťou konštrukcie maximálne výchylky uprostred dosky klesajú a zmenšuje sa rozkmit medzi maximálnou a minimálnou hodnotou v časovom priebehu kontaktných síl. Na obr. 9 sú zobrazené maximá vertikálnych výchyliek uprostred dosky v závislosti od tuhosti podkladu K a na obr. 10 podobná závislosť pre extrémy kontaktnej sily (maximá, minimá) pod zadným kolesom zadnej nápravy. Modul stlačiteľnosti podkladu K sa menil v intervale od $50{,}0.10^6$ N/m^3 do $500{,}0.10^6$ N/m^3. V intervale od $50{,}0.10^6$ N/m^3 do $200{,}0.10^6$ N/m^3 s krokom $25{,}0.\ 10^6$ N/m^3 a v intervale od $200{,}0.10^6$ N/m^3 do $500{,}0.10^6$ N/m^3 s krokom $50{,}0.10^6$ N/m^3.



Obr. 8: Vplyv rýchlosti pohybu vozidla



Obr. 9: Vplyv tuhosti podkladu na w_{max}



Obr. 10: Vplyv tuhosti podkladu na kontaktnú silu F_8

4 ZÁVER

Cestné komunikácie sú dopravné konštrukcie vystavené intenzívnym dynamickým účinkom pohybujúcich sa vozidiel [2]. V ostatnom čase sa pri stavbe ciest používajú betónové vozovky. Poznanie správania sa takejto konštrukcie pri pohybe dopravných prostriedkov je potrebné pri riešení mnohých inžinierskych úloh. Pri numerických simuláciách pohybu vozidiel po vozovke je možné modelovať vozovku ako tenkú dosku na pružnom podklade. Prijatím predpokladu o tvare ohybovej plochy dosky za predpokladu platnosti Maxwellovej vety o vzájomnosti posunutí je možné vytvoriť výpočtový model umožňujúci riešiť mnohé úlohy týkajúce sa dynamických účinkov vozidiel na vozovky [3]. Je možné sledovať vybrané kinematické veličiny na vozidle a doske a zmeny kontaktných síl pod jednotlivými kolesami vozidla. Je možné vykonávať intervalovú analýzu a sledovať ako vplyv jednotlivých parametrov systému vplýva na odozvu sústavy. Výsledky získané v časovej oblasti je možné transformovať do frekvenčnej oblasti a použiť pri riešení iných inžinierskych úloh [4].

PODAKOVANIE

Príspevok vznikol v rámci riešenia projektu MŠ SR VEGA 1/0259/12.

LITERATÚRA

[1] FRÝBA, L. *Vibration of Solids and Structures under Moving Loads*. ACADEMIA Praha, Noordhoff International Publihing, Groningen, 1972.

[2] LAJČÁKOVÁ, G.: Vplyv parametrov vozidla na interakčné sily vznikajúce medzi kolesom a jazdnou dráhou. *Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské – Technické univerzity Ostrava*, roč. X, č. 1, 2010, řada stavební, ISSN1213-1962, s.183-190.

[3] LAJČÁKOVÁ, G., MELCER, J.: Dynamic effect of moving vehicles on road concrete slab. *Communications, Scientific letters of the University of Žilina*, Vol. 13, No. 3, 2011, EDIS – Publishing Institution of Žilina University, 2011, ISSN 1335-4205, p. 14-18.

[4] PETŘÍK, T., LEDNICKÁ, M., KALÁB, Z., HRUBEŠOVÁ, E.: Hodnocení technické seizmicity v okolí rekonstruované komunikace. *Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské – Technické univerzity Ostrava*, roč. XII, č. 1, 2012, řada stavební, ISSN1213-1962, s.39-48.

Oponentní posudek vypracoval:

Prof. Ing. Norbert Jendželovský, PhD., Katedra stavebnej mechaniky, Stavebná fakulta, STU v Bratislave.

Doc. Ing. Alexander Tesár, DrSc., Ústav stavebníctva a architektúry, Slovenská akadémia vied, Bratislava.

Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské - Technické univerzity Ostrava
číslo 2, rok 2012, ročník XII, řada stavební
článek č. 40

Mária MINÁROVÁ[1], Jozef SUMEC[2], Mária TJEŠŠOVÁ[3]

BEHAVIOR OF THE INTERVERTEBRAL DISC WITHIN THE MOTION SEGMENT L3-L4 OF THE HUMAN SPINE UNDER VARIOUS TYPES OF PHYSIOLOGICAL LOAD

ODOZVA MEDZISTAVCOVEJ PLATNIČKY V RÁMCI POHYBOVÉHO SEGMENTU L3-L4 ĽUDSKEJ CHRBTICE NA RÔZNE TYPY FYZIOLOGICKÉHO ZAŤAŽENIA

Abstract

The paper deals with the biomechanical investigation on the motion segment – basic part of the human lumbar spine focused on the intervertebral disc response to the various types of load. It contains the description and the reason of the simplification of the model, the biomechanical laws; the mathematical treatment with the computational implementation added. The results are presented and discussed especially for the intervertebral disc.

Keywords

Lumbar spine, motion segment, intervertebral disc, equilibrium equations in cylindrical system of coordinates, finite element analysis.

Abstrakt

Článok sa zoberá skúmaním reakcie pohybového segmentu ľudskej chrbtice na rôzne druhy zaťaženia. Zameriava sa prioritne na odozvu medzistavcovej platničky na tieto zaťaženia. Popisuje geometriu zjednodušeného modelu pohybového segmentu spolu s odôvodnením tohto zjednodušenia, biomechanické zákony, matematický model popisujúci fyzikálny dej. Načrtáva konečno prvkovú analýzu, podáva a analyzuje výsledky počítačovej implementácie.

Kľúčové slová

Lumbálna chrbtica, pohybový segment, medzistavcová platnička, rovnice rovnováhy v cylindrických súradniciach, konečno prvková analýza.

1 INTRODUCTION

Human lumbar spine diseases become more and more frequent in nowadays generation. The pain in this part of the spine very often restricts or disables the afflicted person in his work activity or even in the common life. The most often cause of the low back pain onset is the intervertebral disc degeneration. There are several reasons of this pathology, as wrong body control, injury, the overload at work - persisting in the same posture for a long time, heavy physical work, frequent repeating motions as lifting or bending, vibrations, etc. As the treatment of the patient with such a diagnosis is

[1] RNDr. Mária Minárová, PhD.,Slovak Technical University, Faculty of Civil Engineering, Dpt. of Mathematics, Radlinského 11, 81368 Bratislava, tel.: +421 59274 236, e-mail: minarova@math.sk

[2] Prof. Ing. RNDr. Mgr. Jozef Sumec, DrSc., Slovak Technical University, Faculty of Civil Engineering, Dpt. of Structural Mechanics, Radlinského 11, 81368 Bratislava, tel.: +421 59274 455, e-mail: jozef.sumec@stuba.sk

[3] Mária Tješšová, student, Slovak Technical University, Faculty of Civil Engineering, Radlinského 11, 81368 Bratislava, e-mail: maria.tjessova@gmail.com

often invasive (the X-rays side effect to human organism is well known), costly and long-lasting, the theoretical investigation in this field is unavoidable. And this is the task for biomechanics.

In this paper there is a simplified model of human spine motion segment described. The motion segment – the domain where the investigation is done - consists of two lumbar vertebrae and the intervertebral disc between them. Afterwards, the tools of biomechanics and numerical analysis are availed; the computation is done within the finite element software. As we focus on the disc behavior, its changes, and vulnerability, the results are presented and discussed mainly on this part.

2 HUMAN SPINE ANATOMY

The human spine is a complex biological system within the organism. It consists of stiff vertebrae separated by elastic intervertebral discs. The particular parts of the spine differs each from other by the shape, composition; and there are some common features and functionality. That is why we speak about cervical part of the spine with 7 vertebrae (C1-C7), thoratic part with 12 vertebrae (T1-T12), lumbar part with 5 vertebrae (L1-L5), sacral part with 5 fused vertebrae (S1-S5), coccyges part with 4 or 5 fused vertebrae (Co1-Co4) or (Co1-Co5), see Fig.1. There are 23 intervertebral – within C1-L5 discs one by one between.

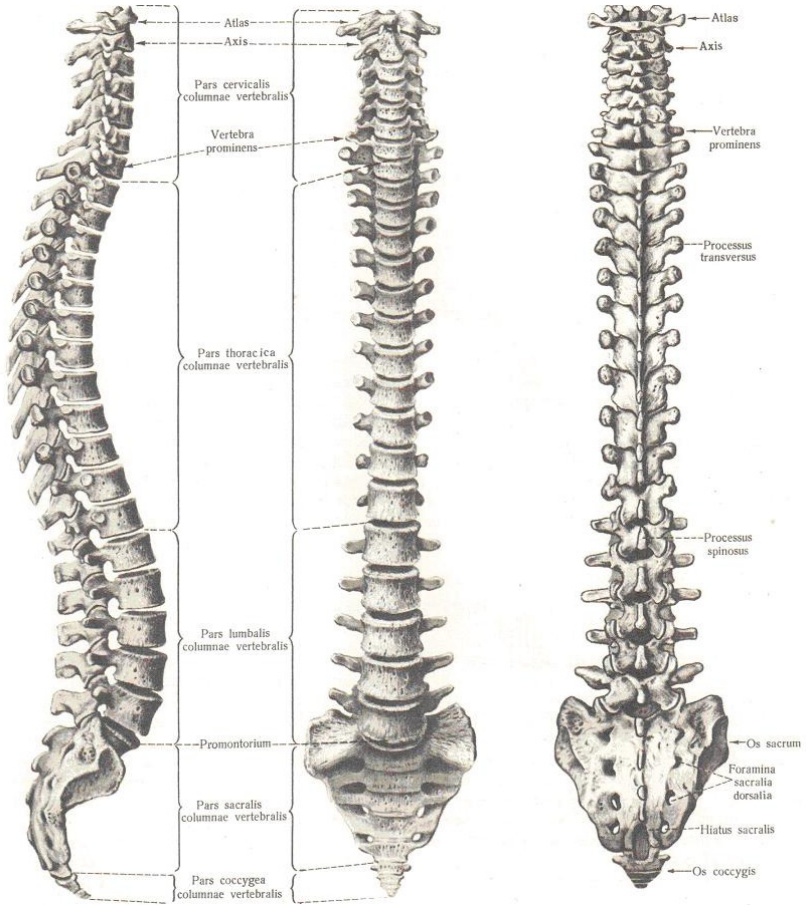


Fig. 1: Human spine; lateral view, anterior view, posterior view [6]

The vertebra consists of *vertebral body* – the essential load carrying part and the salients – *processi* joined to the body by strong *pedicles*. Among the vertebral body, pedicles and the salient

there is a hole *foramen* – creating the spinal canal where the spinal cord leads through, see Fig.2a,b.

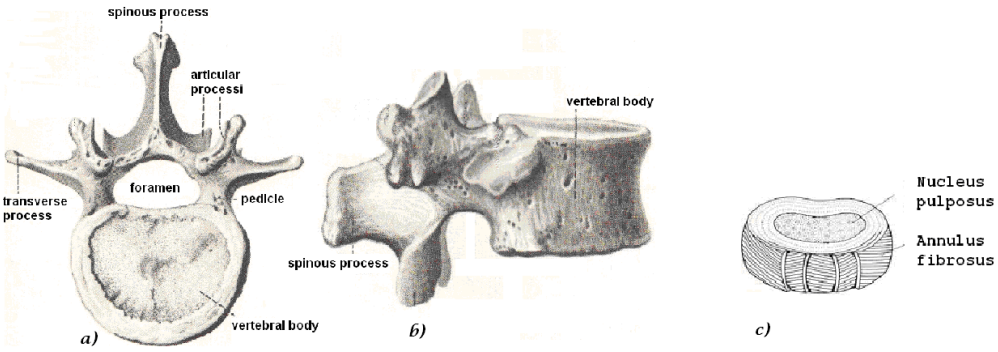


Fig. 2: Human spine; a) top view, b) lateral view, c) intervertebral disc sheme [6]

The intervertebral disc has three basic components. The inner part is *nucleus pulposus* – an almost incompressible liquid or jelly-like substance distributing hydraulic pressure in all directions within the disc, the outer part is created by the elastic layered *annulus fibrosus*. Its collagen content is divided to the layers by the system of fibers. The cartilage thin plate covering the disc at the bottom and at the top is called *endplate* [1], see Fig.2c.

3 BIOMECHANICS OF THE LUMBAR SPINE

Comparing to the other human vertebrae, the lumbar vertebrae have more robust bodies and pedicles and smaller processi. The shape is tailored to bearing about 60% of the body weight and to handle with all types of load.

3.1 Model simplification, coordinate system, notation

At the beginning of the intervertebral disc behavior within the lumbar motion segment, see Fig.3 we do some simplification. While dealing with a constraint, the main role is played by massive vertebral body of the lumbar motion segment. As proven by experiments, its concave part (top view see Fig.2.a) forming foramen hole does not play significant role while bearing the compressive load - the magnitude, but not the exact shape of the upper and lower surface is important while computing the stress – strain field. That is why it can be taken circular instead of oval shape during the investigation of the compression load impact to the intervertebral disc. Consequently using surface of revolution as the domain of the interest and taking uniform distributed load representing for example walking or jumping, the situation it can be investigated as axisymmetric. In the case of nonuniform distributed load the model is fully 3D, with cylindrical system of coordinates applied.

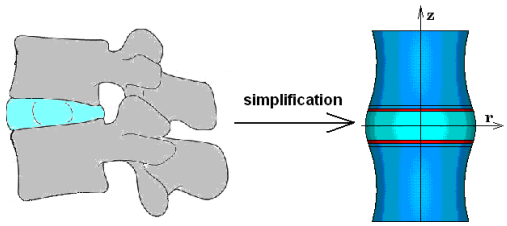


Fig. 3: Motion segment and its first approximation configuration[4]

Regarding that the domain of our interest is a surface of revolution, we use *cylindrical coordinate system (r, z, θ)*, see Fig.4., with ***r*** **-** *radial* coordinate (distance from the axis of the revolution, $r \geq 0$), ***z*** **-** *axial* coordinate, and ***θ*** - *circumferential* coordinate.

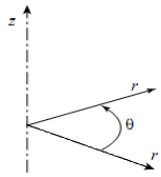


Fig. 4: The cylindrical coordinate system coordinates

The notation is

- *displacement field*

in axisymmetric case (AXI)

$$\mathbf{u}(r,z)=\begin{bmatrix} u_r(r,z) \\ u_z(r,z) \end{bmatrix}$$

in full 3D, cylindrical coordinate system (CYL)

$$\mathbf{u}(r,z,\theta)=\begin{bmatrix} u_r(r,z,\theta) \\ u_z(r,z,\theta) \\ u_\theta(r,z,\theta) \end{bmatrix}$$

- *strain* tensor

$$\mathbf{e_{AXI}}=\begin{bmatrix} e_{rr} & e_{rz} & 0 \\ e_{rz} & e_{zz} & 0 \\ 0 & 0 & e_{\theta\theta} \end{bmatrix}, \text{ rearranged } \mathbf{e_{AXI}}=\begin{bmatrix} e_{rr} \\ e_{zz} \\ e_{\theta\theta} \\ \gamma_{rz} \end{bmatrix}, \quad \mathbf{e_{CYL}}=\begin{bmatrix} e_{rr} & e_{zr} & e_{\theta r} \\ e_{rz} & e_{zz} & e_{\theta z} \\ e_{r\theta} & e_{z\theta} & e_{\theta\theta} \end{bmatrix}, \text{ rearr. } \mathbf{e_{CYL}}=\begin{bmatrix} e_{rr} \\ e_{zz} \\ e_{\theta\theta} \\ \gamma_{rz} \\ \gamma_{r\theta} \\ \gamma_{\theta z} \end{bmatrix}$$

where $\gamma_{rz}=e_{rz}+e_{zr}=2e_{rz}$

$$\gamma_{r\theta}=e_{r\theta}+e_{\theta r}=2e_{r\theta}$$

$$\gamma_{\theta z}=e_{\theta z}+e_{z\theta}=2e_{\theta z}$$

- *stress* tensor

$$\boldsymbol{\sigma}_{\mathbf{AXI}}=\begin{bmatrix} \sigma_{rr} & \sigma_{rz} & 0 \\ \sigma_{rz} & \sigma_{zz} & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_{\theta\theta} \end{bmatrix}, \text{ or } \boldsymbol{\sigma}_{\mathbf{AXI}}=\begin{bmatrix} \sigma_{rr} \\ \sigma_{zz} \\ \sigma_{\theta\theta} \\ \sigma_{rz} \end{bmatrix}, \quad \boldsymbol{\sigma}_{\mathbf{CYL}}=\begin{bmatrix} \sigma_{rr} & \sigma_{rz} & \sigma_{r\theta} \\ \sigma_{zr} & \sigma_{zz} & \sigma_{z\theta} \\ \sigma_{\theta r} & \sigma_{\theta z} & \sigma_{\theta\theta} \end{bmatrix}, \text{ or } \boldsymbol{\sigma}_{\mathbf{CYL}}=\begin{bmatrix} \sigma_{rr} \\ \sigma_{zz} \\ \sigma_{\theta\theta} \\ \sigma_{rz} \\ \sigma_{r\theta} \\ \sigma_{\theta z} \end{bmatrix}$$

where $\sigma_{rz}\equiv\sigma_{zr}, \sigma_{r\theta}\equiv\sigma_{\theta r}, \sigma_{\theta z}\equiv\sigma_{z\theta}$

3.2 Mechanical laws in the biological system

In the two considered load types the axisymmetric or 3D approach is chosen

- *Kinematical equations* describe the strain-displacement relation:

$$\mathbf{e}=\mathbf{Du}, \tag{3.1}$$

where in axisymmetric case $\mathbf{e}=\mathbf{e_{AXI}}$ and in cylindrical 3D case $\mathbf{e}=\mathbf{e_{CYL}}$ and

$$\mathbf{D}_{\mathbf{AXI}} = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial r} & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial z} \\ \frac{1}{r} & 0 \\ \frac{\partial}{\partial z} & \frac{\partial}{\partial r} \end{bmatrix}, \qquad \mathbf{D}_{\mathbf{CYL}} = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial r} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial z} & 0 \\ \frac{1}{r} & 0 & \frac{1}{r}\frac{\partial}{\partial \theta} \\ \frac{\partial}{\partial z} & \frac{\partial}{\partial r} & 0 \\ \frac{1}{r}\frac{\partial}{\partial \theta} & 0 & \frac{\partial}{\partial r} - \frac{1}{r} \\ 0 & \frac{1}{r}\frac{\partial}{\partial \theta} & \frac{\partial}{\partial z} \end{bmatrix}.$$

• *Constitutive equations (Hooke's law)* express the dependence of the stress on the strain:

$$\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{E}\,\mathbf{e} \tag{3.2}$$

The isotropic material, is characterized by unique elastic modulus E and Poisson's ratio ν the general constitutive equation can be rewritten in the form:

$$\mathbf{E}_{\mathrm{AXI}} = \frac{E}{(1+\nu).(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}(1-2\nu) \end{bmatrix},$$

$$\mathbf{E}_{\mathbf{CYL}} = \frac{E}{(1+\nu).(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}(1-2\nu) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}(1-2\nu) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}(1-2\nu) \end{bmatrix}$$

• *Equilibrium equations*, e.g.[3]

in axisymmetric case:

$$\begin{aligned} &\frac{1}{r}\frac{\partial}{\partial r}(r\sigma_{rr}) + \frac{\partial}{\partial z}\sigma_{rz} - \frac{\sigma_{\theta\theta}}{r} + b_r = 0 \\ &\frac{1}{r}\frac{\partial}{\partial r}(r\sigma_{zr}) + \frac{\partial}{\partial z}\sigma_{zz} + b_z = 0 \\ &b_{\theta\theta} = 0, \end{aligned} \tag{3.3}$$

in full 3D; cylindrical coordinate system:

$$\frac{1}{r}\frac{\partial}{\partial r}(r\sigma_{rr})+\frac{\partial}{\partial z}\sigma_{rz}-\frac{\sigma_{\theta\theta}}{r}+b_r=0$$
$$\frac{1}{r}\frac{\partial}{\partial r}(r\sigma_{zr})+\frac{\partial}{\partial z}\sigma_{zz}+b_z=0 \qquad (3.4)$$
$$\frac{1}{r^2}\frac{\partial}{\partial r}(r^2\sigma_{\theta r})+\frac{\partial}{\partial z}\sigma_{\theta z}+b_\theta=0,$$

where b_r, b_z, b_θ are body force vector components.

3.3 Finite element modeling

Variation formulation is based on the *total potential energy functional* minimization. Taking displacements as master field, the total potential energy functional is of the form [5], [7]:

$$\Pi[\mathbf{u}] = \boldsymbol{U}[\mathbf{u}] - \boldsymbol{W}[\mathbf{u}], \qquad (3.5)$$

where $\boldsymbol{U}[\mathbf{u}]$ is the strain energy functional,

$$\boldsymbol{U}[\mathbf{u}]=\frac{1}{2}\int_V \boldsymbol{\sigma}^T\mathbf{e}\,dV=\frac{1}{2}\int_V \mathbf{e}^T\mathbf{E}\mathbf{e}\,dV\,, \qquad (3.6)$$

$\boldsymbol{W}[\mathbf{u}]$ is the external work potential that can be written as a sum of contributions due to body force and contributions due to prescribed surface tractions,

$$\boldsymbol{W}[\mathbf{u}] = \boldsymbol{W_b}[\mathbf{u}] + \boldsymbol{W_t}[\mathbf{u}], \qquad (3.7)$$

where

$$\boldsymbol{W_b}[\mathbf{u}]=\int_V \mathbf{b}^T\mathbf{u}\,dV\,, \qquad (3.8)$$

$$\boldsymbol{W_t}[\mathbf{u}]=\int_{S_t} \mathbf{t}^T\mathbf{u}\,dS\,. \qquad (3.9)$$

In the case of axisymmetry, the element of volume dV in (3.8) can be taken as a "ring element" $dV = 2\pi r dA$, where dA is an element of cross sectional area, and the element of surface $dS = 2\pi r ds$ in (3.9), ds being arc length element. Thus the *strain energy functional in the case of rotation symmetry* is of the form

$$\boldsymbol{U}[\mathbf{u}]=\frac{1}{2}2\pi\int_A r\,\mathbf{e}^T\mathbf{E}\mathbf{e}\,dA \qquad (3.10)$$

and external work potential of the form

$$\boldsymbol{W}[\mathbf{u}] = \boldsymbol{W_b}[\mathbf{u}] + \boldsymbol{W_t}[\mathbf{u}]=2\pi\int_A r\,\mathbf{b}^T\mathbf{E}\mathbf{e}\,dA+2\pi\int_{s_t} r\,\mathbf{t}^T\mathbf{u}\,ds \qquad (3.11)$$

3.4 Input parameters and computing

- Boundary conditions

There are two types of load applied. For the sake of better synopsis in axisymmetric case the “zero level plane” (that the all computations are done relatively to) leads horizontally in the middle of the disc, just horizontal displacement is allowed on it. In fully 3D the plane containing the lower surface of the lower vertebra is considered as a pad. There all degrees of freedom of this point are detracted. In both types of load the upper surface is the place where the two various loads (p1, p2) one are applied.

p1: Uniform distributed load of 480N per the upper area

p2: Parameterized non-uniform distributed load given by a function. We take the linear function in two variables with Tmax and Tmin values on the opposite borders of the disc diameter.

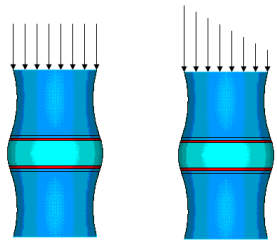


Fig. 5: Uniform and non – uniform distribution load

• Material properties

As mentioned in chapter 2, the vertebra consists of cortical and cancellous bone; the disc consists of annulus fibrosus and nucleus pulposus, see Fig.6. They are separated by cartilaginous endplate. All materials are supposed to be isotropic. The Young modulus and Poisson ratio constants are given in the table 1.

Tab. 1: Material properties of the biological system components [8]

	Cortical bone	Cancellous bone	Annulus fibrosus	Nucleus pulposus	Endplate
Young modulus [MPa]	12000	120	24.20	0.013	24.3
Poisson ratio [-]	0.3	0.2	0.4	0.499999	0.20

• Finite element type

The type of the element within the finite element software was chosen according to the type of the task and the required results.

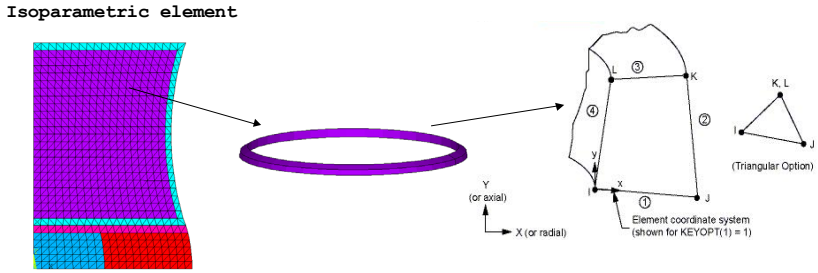


Fig. 6: Meshed area representing the simplified motion segment - body of revolution and its configuration; 2D element represents a ring in reality [2]

The linear 4-node plane element was used in the case of axisymmetry, Fig.6 and the higher order 3D 20-node solid element that exhibits quadratic displacement behavior was taken in fully 3D approach, Fig.7 [2].

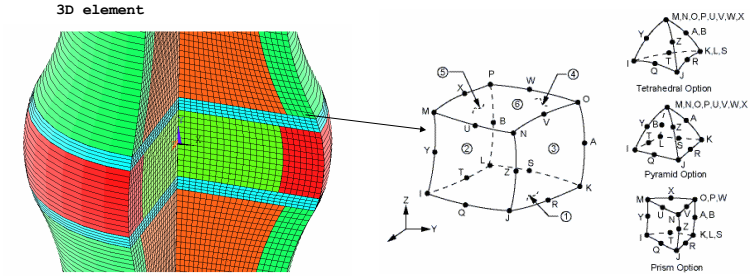


Fig. 7: Meshed body by higher order type of element while fully 3D approach is used

4 RESULTS

As all dimensions of all components of the model are parameterized, the geometry can vary and in such matter it is possible to predict the behavior of the several possible motion segments within the human spine.

We chose the L3 – L4 configuration, it means all indicated results correspond with the motion segment consisting of the 3rd and the 4th vertebrae of the human lumbar spine and appropriate intervertebral disc between them.

4.1 Uniform p1 load applied

The p1 load case is judged as fully axisymmetric, as the domain is a surface of revolution and the load is symmetric. Zero level (the plane that all displacements are computed relatively to) leads horizontally in the middle of the disc.

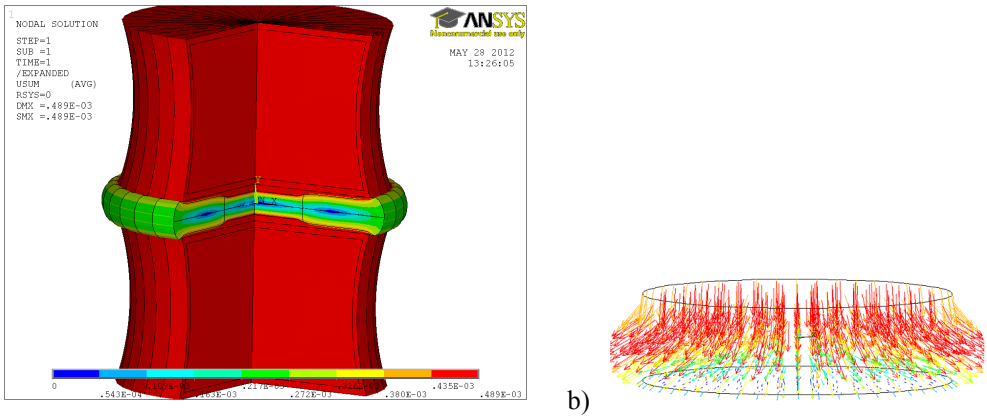


Fig. 8: a) Motion segment under the p1 load; isosurfaces of displacements, b) disc nodes displacement vectors under such a load

We can se on the Fig.8 and Fig.9, which the liquid inner part of the disc - nucleus pulposus changed its shape under the load and forced the elastic annulus fibrosus to deform outside radially. The deformations are of the magnitude about ½ mm at the point of the very outer circle of disc.

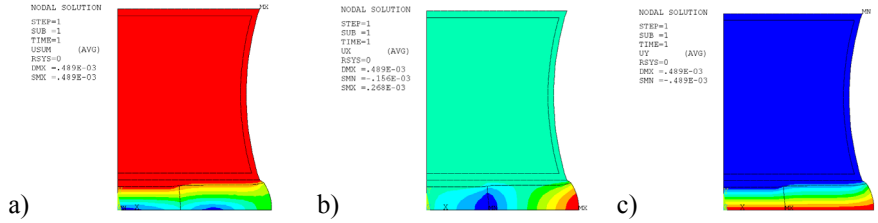


Fig.9: Displacement of motion segment nodes under the L1 load a) displacement magnitude, b) r-component of displacement, c) z-component of displacement

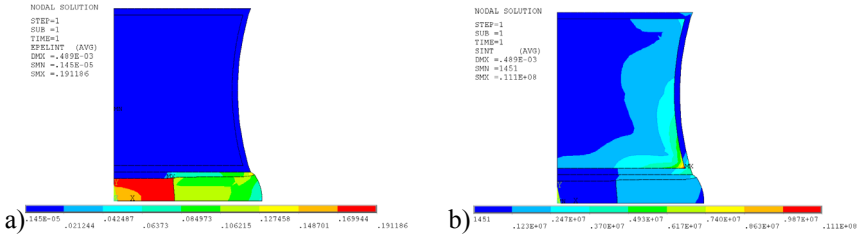


Fig.10: a) Strain, b) stress magnitude within the quarter of the motion segment

The maximal stress magnitude, Fig.10b), is observed in the bottom tip of the cancellous bone on the border with the cortical bone where the most deforming part of the disc is connected by its endplate. As expected, the strain, Fig.10a), gains its maximum in the liquid nucleus, that changes its shape easily. Also the deformation of the elastic annulus fibrosus is significant.

4.2 Non-uniform p2 load applied

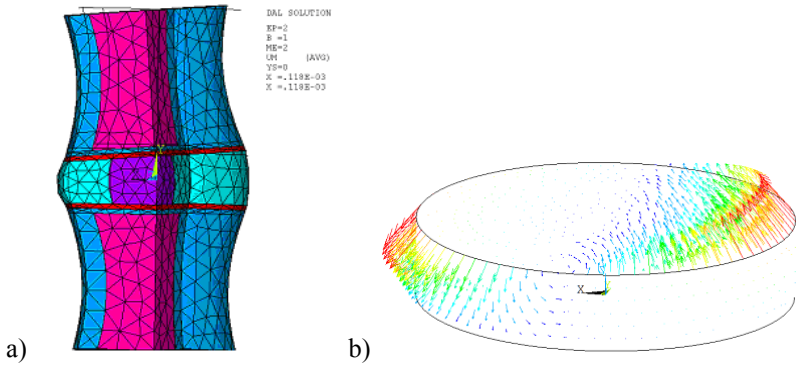


Fig.11: a) Deformation of the motion segment under the non-uniformed distributed load, b) displacement vectors of the nodes

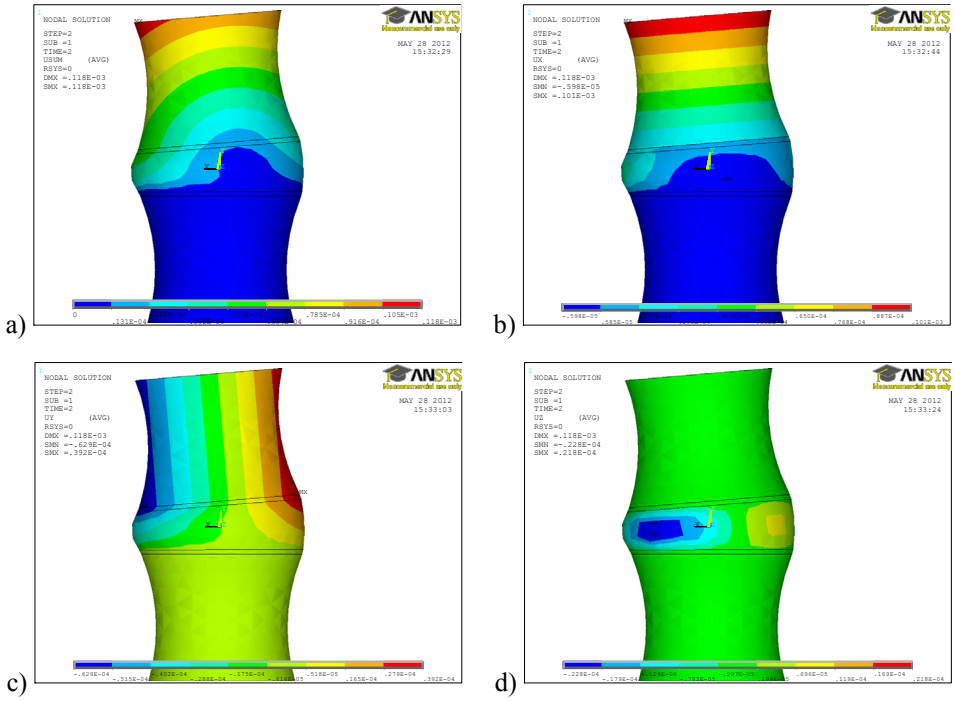


Fig.12: Displacement isosurfaces under non – uniform distributed load a) magnitude of the total displacement, b) its x-component, c) y-component d) z-component

In the case of bending / extending the bottom area on the pad is considered as a zero level. The lower vertebra particles did not move at all, upper vertebra just moved, but did not deform at all, just the elastic disc deform significantly.

5 CONCLUSION

The stress - strain response of the human spine segment under the various types of physiological load reminds the orthopaedist the places with the concentrated stress which can lead to the disc herniation under the overloading. The parametrizing of the dimensions makes the model universal for several motion segment of human lumbar spine. Problem of the mechanical response of the particular parts of the human lumbar spine is complex, still not observed sufficiently. Therefore further we will aim to more complex models by detailing of the intervertebral disc composition, including nonlinear physical properties, adding the ligaments into the model, etc.

ACKNOWLEDGEMENT:

This work is supported by grant APVV 0351-07.

REFERENCES

[1] ADAMS, M., BOGDUK, N., BURTON, P., DOLAN, P., (1979): The Biomechanics of Back Pain. Edinburgh, London, New York, Philadelphia, St Louis, Toronto; Churchill Livingstone, intervertebral discs. J. Biomech. Vol. 12, pp. 453 - 458.

[2] ANSYS help

[3] MINÁROVÁ M., SUMEC J., (2012): Mechanics of lumbar part of the human spine, mathematical model and computations; Acta of Bioengineering and Biomechanics, Publisher:Wroclaw University of Technology, Poland. (In press)

[4] PANJABI, M.M. et al., (1992): Human Lumbar vertebrae Quantitative Three Dimencional Anatomy, Spine, Vol.17, No.3, pp.299 – 306

[5] REDDY, J., (1993): An introduction to the Finite Element, McGraw-Hill, New York, ISBN 0-07-112799-2

[6] SINELNIKOV, R.D., (1980): Atlas anatomie člověka, I.díl, AVICENUM – zdravotnické nakladatelství Praha (in Czech language)

[7] SPILKER, R.L:, (1982): A Simpilfied Hybrid-stress Finite Element Model of the Intervertebral Disc, Finite Elements in Biomechanics, University of Arizona, 14 chapter.

[8] VALENTA, J. (1985): Biomechanika, Academia, ,1.vyd., 539s., ISBN 80-246-0306

Rewievers:

Prof. Ing. Josef Jíra, CSc., Department of Mechanics and Materials, Faculty of Transportation Sciences, Czech Technical University in Prague.

Doc. Ing. Eva Kormaníková, PhD., Department of Structural Mechanics, Faculty of Civil Engineering, Technical University of Košice.

Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské - Technické univerzity Ostrava
číslo 2, rok 2012, ročník XII, řada stavební
článek č. 41

Milan MORAVČÍK[1], Martin MORAVČÍK[2]

DYNAMICKÉ VLASTNOSTI SPOJITÉHO MONOLITICKÉHO PREDPÄTÉHO BETONOVÉHO MOSTA

DYNAMIC PROPERTIES OF THE MONOLITHIC PRESTRESSED CONCRETE CONTINUOUS BRIDGE

Abstrakt

Prezentujú sa dynamické vlastnosti novovybudovaného 14-polového spojitého mosta z predpätého betónu na rýchlostnej ceste R1 v Slovenskej republike v úseku Nitra – Selenec. Popisuje sa dynamická testovacia procedúra, metódy vyhodnocovania a spracovanie meraných časových priebehov kinematických veličín – vertikálnych a horizontálnych posunov, pomerných pretvorení získaných pri vynútenom kmitaní mosta od účinku pohyblivého skúšobného zaťaženia, aj od rázových účinkov na konštrukciu mosta.

Kľúčová slova

Dynamika mostov, experimentálne metódy, frekvenčná analýza časových signálov.

Abstract

Dynamic properties of the newly built 14-pole continuous prestressed concrete bridge in the Slovak highway R1 in section Selenec – Beladice is presented. Dynamic test procedures, methods of evaluating and processing of measured time record of kinematic quantities – vertical and horizontal displacements and strains obtained during the forced vibration of the bridge from the effect of the moving test load, and the shock effects on the structure of the bridge are described.

Keywords

Dynamics of bridges, experimental methods, frequency analysis of time signals.

1 ÚVOD

Novovybudovaná časť rýchlostnej cesty R1 Nitra – B. Bystrica realizovaná v rokoch 2009-2011 je vybudovaná ako viacpruhová smerovo rozdelená komunikácia charakteristická množstvom mostných konštrukcií rôznych rozpätí a rôznych konštrukčných riešení. Na najväčších mostoch s rozpätím polí L > 60 m sa v zmysle ČSN 73 6209 „Zaťažovacie skúšky mostov“ [3] vykonali aj dynamické zaťažovacie skúšky. Tento príspevok je venovaný dynamickým skúškam jednému z dvoch najväčších mostov na 2. úseku rýchlostnej komunikácie R1 v lokalite Selenec – Beladice pracovne značený ako objekt SB 203.

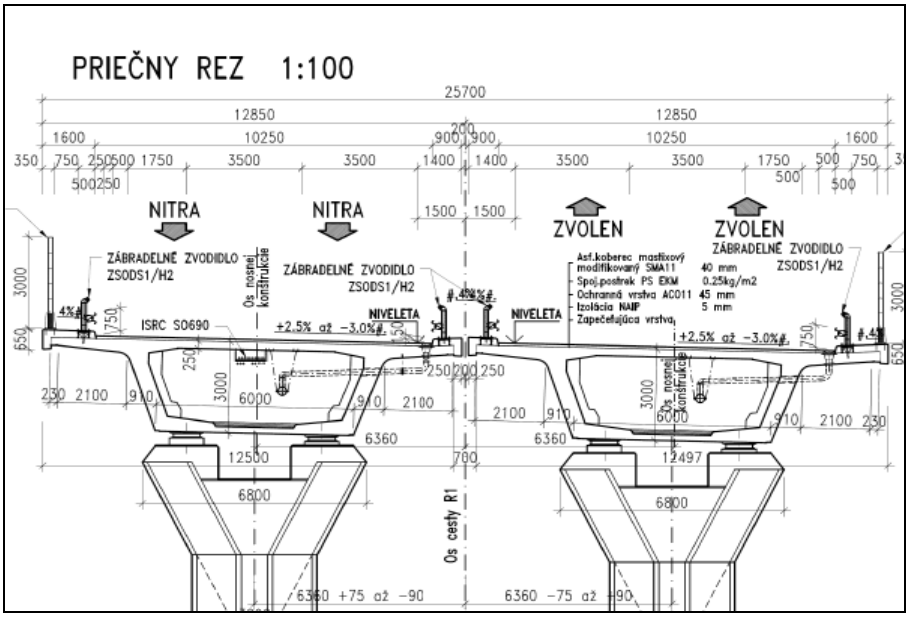
Nosnú konštrukciu objektu SB 203 tvoria dva samostatné mosty pre smer Nitra – Zvolen a smer Zvolen – Nitra, ktoré sú uložené na samostatných podperách (pilieroch s výškou od 12 m ÷ 28 m). Technológia výstavby je letmá montáž zo segmentov dĺžky 2,23 m. Celková dĺžka mosta je L = 763,5 m (33,5 + 48 + 9x61 + 48 +33,5 m). Smerovo aj výškovo je most v oblúku, obr.1.

[1] Prof. Ing. Milan Moravčík, CSc, Katedra stavebnej mechaniky, Stavebná fakulta ŽU v Žiline, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina, e-mail: milan.moravcik@fstav.uniza.sk.

[2] Doc. Ing. Martin Moravčík, PhD, Katedra stavebných konštrukcii a mostov, Stavebná fakulta ŽU v Žiline, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina, e-mail: martin.moravcik@fstav.uniza.sk.

Obr. 1: Pohľad na merané mosty objektu SB 203 v úseku Selenec - Beladice

V priečnom reze nosnú konštrukciu mostov tvorí jednokomorový nosník výšky 3 m, šírka hornej dosky 12,25 m, šírka dolnej dosky 6,0 m. Hrúbka trámov je konštantná 500 mm, hrúbka dolnej dosky je 200 mm obr.2.



Obr. 2: Priečny rez konštrukcie mostov objektu SB 203

Dynamické skúšky mostov objektu SB 303 a vyhodnocovanie nameraných signálov vykonal kolektív pracovníkov Katedry stavebnej mechaniky, Stavebná fakulta Žilinskej univerzity.

2 CIEĽ A ROZSAH DYNAMICKÝCH ZAŤAŽOVACÍCH SKÚŠOK

Poznanie dynamického chovania, resp. overenie dynamických vlastnosti významných konštrukcii po ich vybudovaní predstavuje dôležitý krok spoľahlivého prevádzkovania konštrukcie v budúcnosti. Cieľom zaťažovacích skúšok predmetného mosta je:

- Overenie predpokladaných vlastnosti nosnej konštrukcie mosta pre aplikované dynamické zaťažovanie (náchylnosť k rezonančnému rozkmitávaniu mosta, nosné frekvencie kmitania a pod.).
- Overenie predpokladanej tuhosti nosnej konštrukcie pre rôzne typy dynamického namáhania (prejazdy ťažkých zaťažovacích vozidiel, vplyv nerovnosti vozovky, dynamické zaťaženie rázového typu).
- Splnenie požiadaviek STN 73 6209: Zaťažovacie skúšky mostov [3] ktoré sa vyžadujú pre mosty s rozpätím polí $L_i > 50\ m$, alebo pri dĺžke spojitej konštrukcie $L > 80\ m$.

Zaťažovacie vozidlo pre dynamické zaťažovacie skúšky sa volilo štandardne ťažké nákladné vozidlo (štvornápravové vozidlo Mercedes Benz typu Actroc 4141/8x6 celkovej hmotnosti plne naloženého vozidla $m_G = 32$ t).

Vyššie uvedené požiadavky pre hodnotenie dynamickej odozvy mosta sa aplikujú viacerými spôsobmi, obyčajne ako dynamická odozva pre:

- hladké prejazdy ťažkého skúšobného vozidla rýchlosťami $c = 5 \div 80\ km/h$,
- prejazdy skúšobného vozidla cez normovú prekážku (opakované rázové zaťaženie mosta) rýchlosťami prejazdu $c = 5 \div 80\ km/h$,
- rozkmitávanie mosta umelo vyvolaným rázom v charakteristických miestach mosta.

Dynamická odozva mosta, vzhľadom na rozsiahlosť konštrukcie (14-polový most o celkovej dĺžke $L = 763{,}5\ m$), sa realizuje a vyhodnocuje meraním odozvy vo vybraných poliach mostnej konštrukcie (merané charakteristické polia *č.6* a *č.7* s najväčšími rozpätiami $L_6 = L_7 = 61\ m$). Pri meraní dynamickej odozvy mosta boli použité tri typy snímačov:

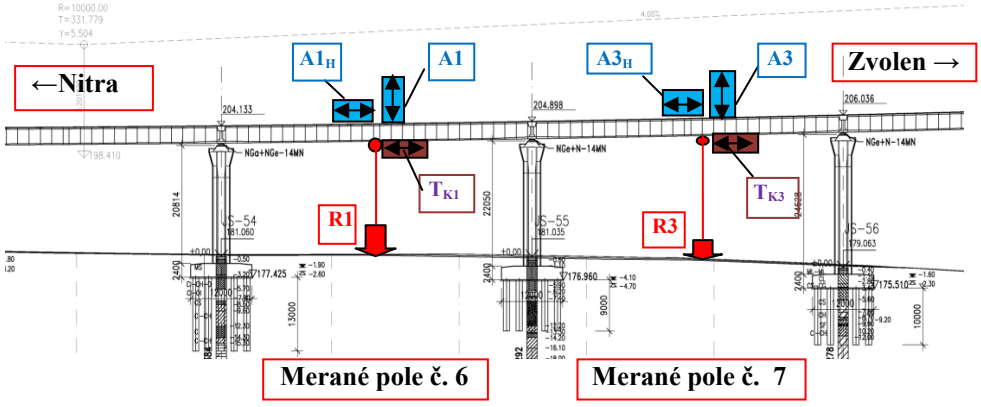
– priehybomery *(R)* – indukčné snímače *Bosh,* osadené v ½ rozpätia meraných polí,
– akcelerometre *(A)* – typ BK 4500 v režime snímania výchyliek, osadené v ½ rozpätia meraných polí na hornej strane mostovky,
– tenzometre *(Tk)* – typ Kistler osadené v ½ rozpätia meraných polí na spodnej strane mostovky.

Rozmiestnenie snímačov je schematicky zakreslené na obr.3. Snímače synchrónne merali kinematické veličiny kmitania mosta a pomerné pretvorenia v časovej oblasti, vzorkovacia frekvencia meraných signálov f_s=*1000 Hz*.

2.1 Merané parametre pri dynamickej skúške

Základný normový prístup dynamických zaťažovacích skúšok cestných mostov v SR udáva norma [3]. Norma vyžaduje hodnotiť dynamické účinky a dynamické chovanie mosta cez namerané amplitúdy $Y_{(obs)}$ dynamických veličín → zrýchlenia *w´´(x,t)*, výchylky *w(x,t)*, pomerné pretvorenia *ε(x,t)*. Rozhodujúce parametre dynamickej skúšky sa z nich vyhodnocujú ako:

– dynamický súčiniteľ δ_{dyn} ,
– logaritmický dekrement útlmu ϑ ,
– dynamická účinnosť zaťaženia η_{dyn} ,
– dominantné frekvencie $f_{(i)}$ kmitania mosta.



Obr. 3: Snímače v meraných poliach č. 6 a č.7 na moste Nitra →Zvolen

▪ **Dynamický súčiniteľ** δ_{obs}

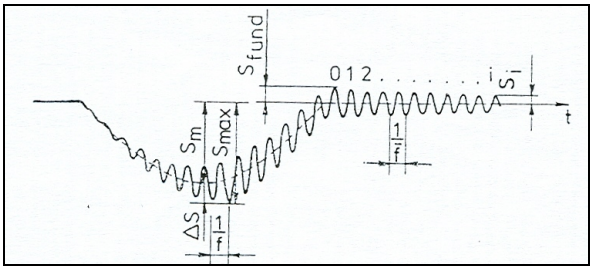
Dynamický súčiniteľ δ_{obs} sa vyhodnocuje z časových priebehov meraných statických veličín – priehybov *w(x,t)* a pomerných pretvorení *ε(x,t)* v charakteristických miestach konštrukcie na základe všeobecného vzťahu v zmysle obr.4:

$$\delta_{obs} = \frac{S_{\max,dyn}(t)}{\overline{S}_x} \qquad (1)$$

kde:

$S_{\max,dyn}(x)$ je najväčšia nameraná dynamická pretvárna veličina v meranom mieste konštrukcie (*x*) pri prejazdoch skúšobného vozidla.

$S_m(x)$ je najväčšia hodnota pretvárnej veličiny v meranom mieste (*x*), od staticky pôsobiaceho skúšobného vozidla v najúčinnejšej polohe (stred mosta), alebo pohybujúceho sa krokovou rýchlosťou po moste.



Obr. 4: Interpretácia dynamického súčiniteľa δ_{obs} podľa normy [4]

Nakoľko dynamický súčiniteľ δ_{obs} môže byť vyhodnocovaný rôznymi prístupmi - z merania rôznych kinematických veličín (z dynamických priehybov *w(x,t)*, dynamickej zložky vertikálneho kmitania $\Delta w(x,t)$, dynamických pomerných pretvorení $\varepsilon(x,t)$), potom aj vyhodnotené súčinitele δ_{obs} nemajú úplne rovnaké hodnoty, čo treba zohľadňovať a správne interpretovať. Pri dynamických skúškach predmetného mosta súčiniteľ δ_{obs} bol vyhodnocovaný:

1/ Z nameraných dynamických priehybov $\hat{w}_x(x,t)$, v strede meraných polí mosta - 6. poľa $\hat{w}_{(S6)}(t)$, resp. poľa č. 7:

$$ {}^{(w)}\delta_{x,obs} = \frac{\hat{w}_{\max,dyn}(t)}{\overline{w}_{(x)}} \qquad (2.a) $$

kde:
$\overline{w}_{(x)}$ je spriemerovaná najväčšia hodnota priehybu $w_{(x)}$ v meranom mieste (*x*), od staticky pôsobiaceho skúšobného vozidla v najúčinnejšej polohe (stred mosta), alebo vozidla pohybujúceho sa krokovou rýchlosťou po moste.

2/ Z nameraných dynamických pomerných pretvorení $\hat{\varepsilon}(x,t)$:

$$ {}^{(Tk)}\delta_{x,obs} = \frac{\hat{\varepsilon}_{x,\max.dyn}(t)}{\overline{\varepsilon}_{(x)}} \qquad (2.b) $$

3/ Kombinovaný dynamický súčiniteľ ${}^{komb}\delta_{obs}$ vyhodnocovaný podľa vzťahu:

$$ {}^{(komb)}\delta_{x,obs}{}^{(Ri)} = \frac{\hat{w}_{\max,dyn}(t)}{\overline{w}_{x,stat}} = \frac{\hat{w}_{(x)}(t) + \Delta w_{(x)}(t)}{\overline{w}_{x,stat}} \qquad (2.c) $$

kde:
$\overline{w}_{(x)}$ je spriemerovaná najväčšia hodnota priehybu $w_{(x)(t)}$ v meranom mieste (*x*), od staticky pôsobiaceho skúšobného vozidla v najúčinnejšej polohe, alebo „spriemerovaná hodnota“ dynamického priehybu *w(x,t)*.
$\Delta w_{(x)}(t)$ je dynamická zložka vertikálneho priehybu *w(x,t.)*.

- **Logaritmický dekrement útlmu** ϑ

Logaritmický dekrement útlmu sa vyhodnocuje z dokmitávania mosta, po opustení vozidla z mosta a vyhodnocuje sa na základe vzťahu:

$$ \vartheta = \frac{1}{i} \ln \frac{S_1(x,t)}{S_i(x,t)} \qquad (3) $$

kde:
$S_1(x,t)$ je základná (prvá odčítavaná amplitúda meranej veličiny, napríklad snímaného kmitania $w(x,t)$ nezaťaženej mostnej konštrukcie.
$S_i(x,t)$ je i-ta odčítavaná amplitúda počítaná od základnej amplitúdy S_1.

- **Frekvencie kmitania mosta**

Frekvenčná skladba vynúteného kmitania mosta predstavujú dôležitý parameter, ktorý sa porovnávania s vlastnými frekvenciami vlastného kmitania mosta $f_{(i)teor}$ a nameranými frekvenciami $f_{(i)obs}$ pri dynamickej skúške, pričom frekvenčná skladba sa vyhodnocuje:

- pre vertikálne kmitanie mosta,
- pre horizontálne kmitanie mosta.

Frekvenčná skladba kmitania sa vyhodnocuje pri prejazdoch ťažkého skúšobného vozidla rôznymi rýchlosťami. Určujú sa dominantné frekvencie vynúteného kmitania mosta $f_{(i)obs}$, ale aj frekvencie voľného dokmitávania nezaťaženého mosta $f_{(i)dok}$, po výjazde vozidla z mosta. Tieto frekvencie sa porovnávajú s teoreticky vypočítanými frekvenciami kmitania mosta – vlastnými frekvenciami $f_{(i)}$ nezaťaženého aj zaťaženého mosta a určuje sa náchylnosť kmitania k vlastným tvarom kmitania, resp. náchylnosť rezonančného rozkmitávania mosta.

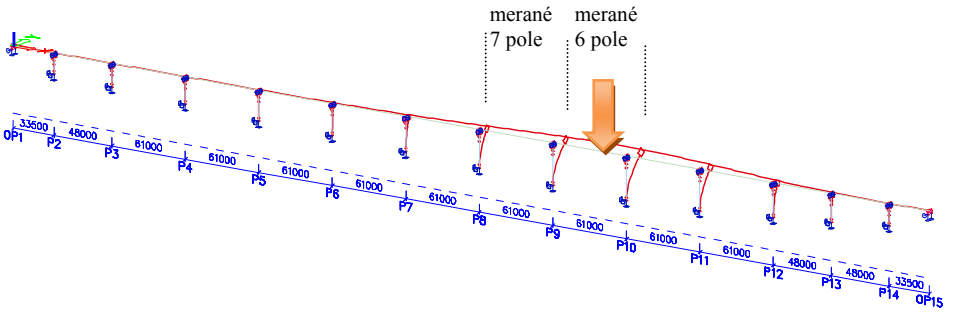
Vlastné frekvencie a tvary kmitania od vlastnej tiaže mosta + vozidlo 32 t umiestnené v 6. poli mosta sú pre najnižšie vertikálne tvary kmitania Tab. 1.1 a Tab. 1.2 a na obr.6.

Tab. 1: Prvých 20 vlastných frekvencii kmitania mosta od vlastnej tiaže mosta + tiaže vozidla m_v =32 t umiestneného v 6. poli mosta

Vlastný tvar	Frekvencia kmitania f_i [Hz]	Kruhová frekvencia ω_i [1/s]	Perióda kmitania T_i [s]	Tvar kmitania
1	0.46	2.87	2.19	Horizontálny tvar
2	0.74	4.64	1.35	Horizontálny tvar
3	0.96	6.04	1.04	Horizontálny tvar
4	1.15	7.24	0.87	Horizontálny tvar
5	1.36	8.52	0.74	Horizontálny tvar
6	1.60	10.05	0.63	Horizontálny tvar
7	***1.67***	***10.48***	***0.6***	1.Vertikálny tvar
8	***1.78***	***11.19***	***0.56***	2. Vertikálny tvar
9	1.87	11.78	0.53	Priestorový tvar
10	***1.95***	***12.28***	***0.51***	3.Vertikálny tvar
11	***2.16***	***13.58***	***0.46***	4.Vertikálny tvar
12	2.18	13.67	0.46	Priestorový tvar
13	2.22	13.97	0.45	Priestorový tvar
14	2.25	14.17	0.44	Priestorový tvar
15	***2.42***	***15.18***	***0.41***	5.Vertikálny tvar
16	2.49	15.65	0.4	Priestorový tvar
17	2.52	15.83	0.4	Priestorový tvar
18	2.61	16.37	0.38	Priestorový tvar
19	***2.67***	***16.76***	***0.37***	Vertikálny tvar
20	2.92	18.32	0.34	Priestorový tvar

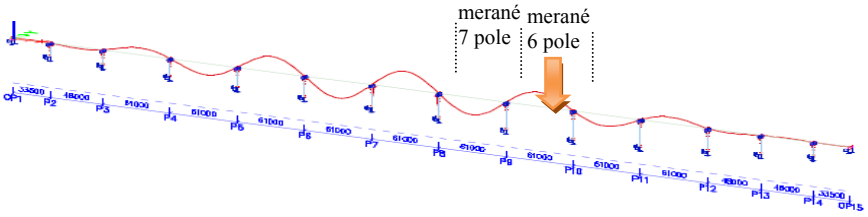
Charakter niektorých teoreticky určených vlastných tvarov kmitania mosta je ukázaný na obr. 5 ÷ 7.

- **2. vlastný tvar kmitania mosta** (f_2=0,74 Hz) → 2. horizontálny tvar kmitania mosta od vlastnej tiaže mosta m_G + tiaže vozidla $m_v = 32\ t$ umiestnené v 6 poli mosta.



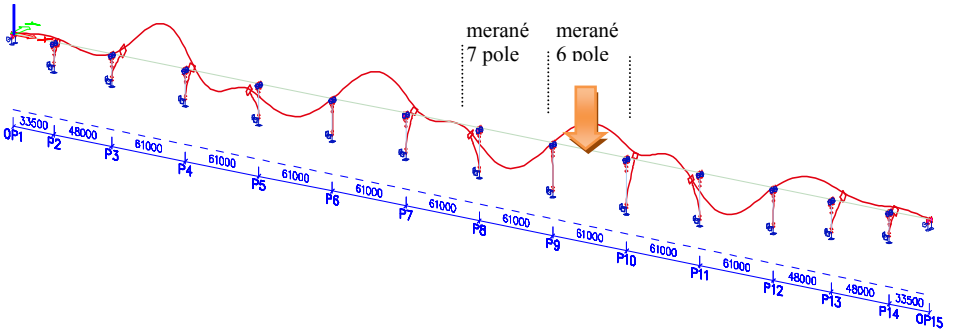
Obr. 5: Druhý tvar kmitania mosta (f_2=0,74 Hz).

- **7. vlastný tvar kmitania mosta** (f_7=1,67 Hz) → 1. vertikálny tvar kmitania mosta od vlastnej tiaže mosta m_G + tiaže vozidla $m_v = 32\ t$ umiestnené v 6 poli mosta.



Obr. 6: Siedmy vlastný tvar kmitania mosta (f_7=1,67 Hz).

- **12. vlastný tvar kmitania mosta** (f_{12}= *2,18 Hz*) → Priestorový tvar kmitania mosta so zaťažovacím vozidlom umiestneným v 6. poli mosta.



Obr. 7: Dvanásty vlastný tvar kmitania mosta (f_{12}= *2,18 Hz*) .

Z vykonanej teoretickej analýzy vlastného kmitania mosta pomocou použitého rovinného výpočtového modelu mosta môžeme konštatovať:

- Prvých 5 vlastných tvarov kmitania predstavuje horizontálne kmitanie mostovky na pilieroch. Napríklad na obr.5 je prezentovaný 2. horizontálny vlastný tvar kmitania mosta.
- Tvary kmitania odpovedajúce vlastným frekvenciám $f_6 \div f_{20}$ predstavuje priestorové kmitanie mosta (kombinácia vodorovného a vertikálneho kmitania mostovky) s nosným vertikálnym kmitaním mostovky nachádzajúcim sa vo frekvenčnom pásme $f_i = 1{,}6 \div 2{,}92 Hz$. Na. obr.6 je prezentovaný 7. vlastný tvar kmitania, ktorý je 1. vertikálny tvar kmitania mosta. Na obr.7 je ukázaný priestorový tvar kmitania mosta s prevládajúcim vertikálnym kmitaním.

– Priestorové tvary kmitania mostovky, aj vertikálne tvary kmitania mostovky majú podobné tvary, ktoré sa líšia len amplitúdami max. rozkmitu v strede jednotlivých polí, pričom každé pole kmitá v jednoduchom tvare – s uzlovými bodmi kmitania nachádzajúcimi sa nad podperami.

3 MERANIE DYNAMICKEJ ODOZVY V SMERE MOSTA NITRA-ZVOLEN

Vykonali sa samostatné dynamické skúšky pre oba mosty. Dynamická odozva mosta (N→Z) sa merala v charakteristických najväčších poliach č. 6 a č.7 mosta, dĺžky $L = 61$ *m* v príslušnom smere prejazdu skúšobným vozidlom. Detailná modálna analýza kmitania mosta nebola vyhodnocovaná vzhľadom na veľkosť mostnej konštrukcie a z nej vyplývajúcu náročnosť experimentálneho riešenia.

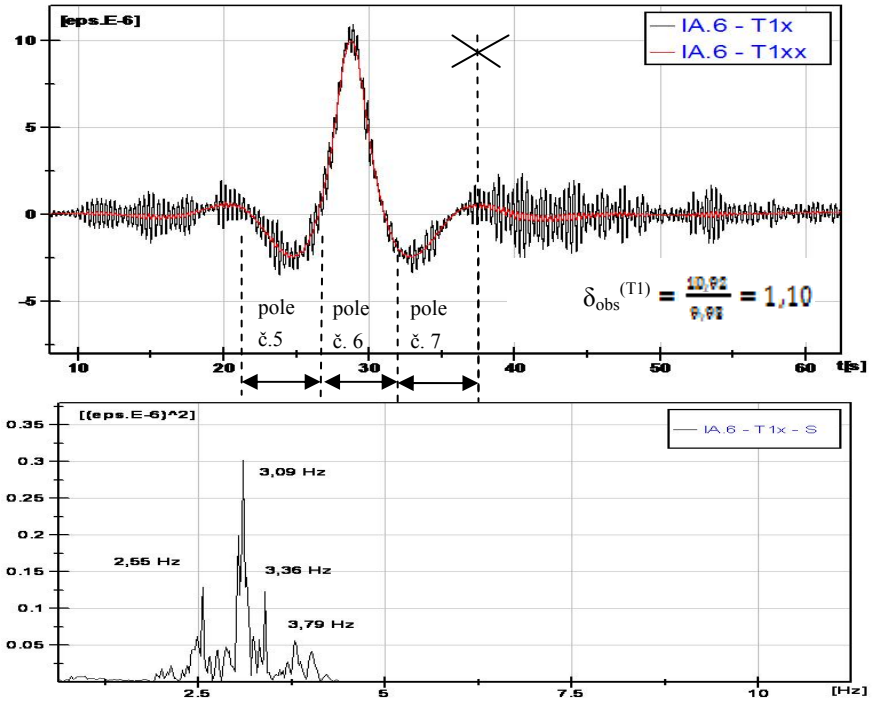
Experimentálne sa skúšalo vynútené kmitanie mosta - dynamické chovanie mosta pre tri dôležité typy dynamického budenia mosta:

– hladké prejazdy skúšobného vozidla rýchlosťami 5 ÷ 80 km/h,
– prejazdy skúšobného vozidla cez normovú prekážku rýchlosťami 5 ÷ 80 km/h,
– rozkmitávanie mosta rázom zadnej nápravy vozidla v strede poľa č.6 a č.7 z výšky 0,1 m.

3.1 Hladké prejazdy skúšobného vozidla (N→Z)

Všetky záznamy prejazdov skúšobného vozidla sa realizovali stredom vozovky na moste Nitra – Zvolen rýchlosťami od 10 – 80 km/h. Súbory merania sa označovali v tvare *I-A,B,C.j_Xi* (A-hladké jazdy, B-jazdy cez prekážku, C-rázové zaťaženie mosta). Typické časové priebehy kmitania pri prejazde vozidla poľami č.5 ÷ č.7 mosta a ich frekvenčná skladba vyhodnocovaná v poli č. 6 sú prezentovaná na obr. 8 ÷ 9.

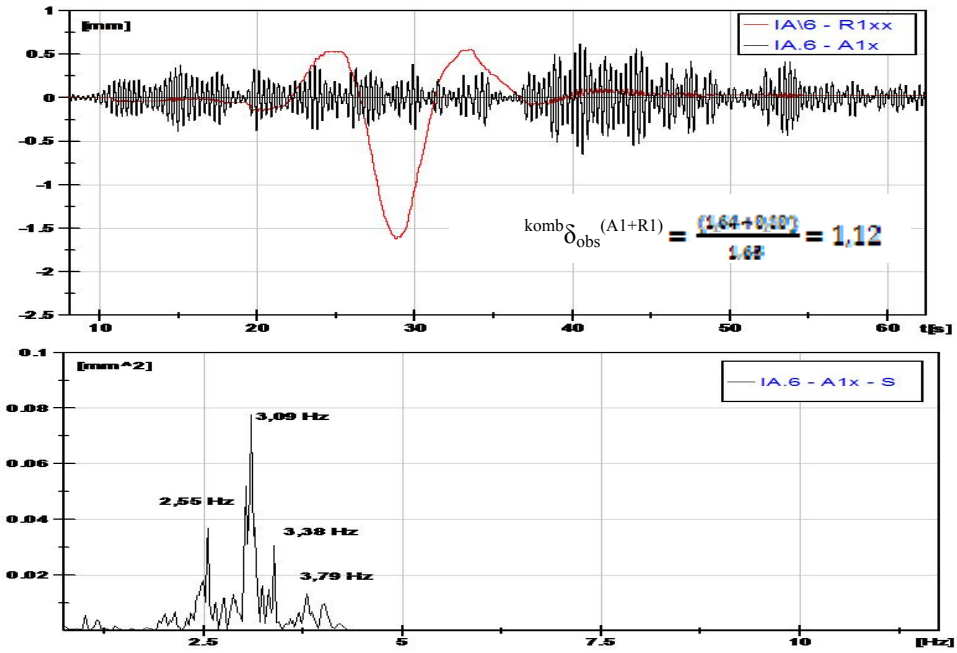
- Časový priebeh dynamického pomerného pretvorenia $\varepsilon_{(S6)}(t) \rightarrow$ snímač T_{k1} a jeho frekvenčná skladba – súbor *I-A.6_T1-x*, rýchlosť jazdy 50 km/h, obr.8.



Dominantné frekvencie: $f = 2{,}55$, ***3,09, 3,36***, *Hz*

Obr. 8: Analýza súboru *I-A.6_T1-x* → $\varepsilon_{(s6)}(t)$ v strede 6. poľa mosta a jeho frekvenčná skladba

- Časový priebeh dynamickej zložky vertikálneho kmitania $\Delta w_{(s6)}(t)$ → snímač A_1 a jeho frekvenčná skladba – súbor *I-A.6_A1-x*, rýchlosť jazdy 50 km/h, obr.9.



Dominantné frekvencie: f = 2,55, **3,09, 3,38**, Hz

Obr. 9: Analýza súboru *I-A.6_A1-x* → Dynamická zložka priehybu $\Delta w_{(S6)}(t)$ v strede 6. poľa

Kmitania mostovky pri všetkých prejazdov vozidla malo rovnaký charakter (obr.8, 9). Hlavné výsledky hladkých prejazdov skúšobného ťažkého vozidla hmotnosti *m=32 t* možno zhrnúť nasledovne:

1/ Meraný dynamický súčiniteľ δ_{obs}, vyhodnocovaný z merania troch nezávislých veličín v charakteristických prierezov polí mosta ($w_{(S6)}(t)$, $\varepsilon_{(S6)}(t)$, $\Delta w_{(S6)}(t)$), dosahuje hodnoty, ktoré sa len mierne líšia a v závislosti na rýchlosti prejazdu (kvalitný a rovný povrch vozovky):

- pre 50 km/h → $\delta_{obs}^{(T1)} = 1{,}10$, $\delta_{obs}^{(R1)} = 1{,}08$, ${}^{komb}\delta_{obs}^{(A1+R1)} = 1{,}12$,
- pre 80 km/h → $\delta_{obs}^{(T1)} = 1{,}12$, $\delta_{obs}^{(R1)} = 1{,}10$, ${}^{komb}\delta_{obs}^{(A1+R1)} = 1{,}18$.

Najnižšie hodnoty δ_{obs} dáva hodnotenie priehybov zo záznamov dynamického priehybu relatívnymi snímačmi (*Ri*) a najvyššie hodnoty kombinovaní metóda (*Ri+Ai*), čo je dôsledok určovania strednej hodnoty nestacionárneho procesu kmitania, ale aj použitými snímačmi. Dôležitý poznatok dynamických skúšok je, že pri zvyšovaní rýchlosti prejazdu nenastáva kvalitatívna zmena dynamickej odozvy – most kmitá pružne a prakticky s úplne rovnakou frekvenčnou skladbou.

2/ Frekvenčná skladba kmitania potvrdzuje, že mostná konštrukcia kmitá prevažne priestorovým kmitaním v zloženom tvare, pričom výrazne prevláda vertikálne kmitanie. Tento stav je dôsledkom výškového a smerového usporiadaniu mosta – most je výškovo aj smerovo v oblúku. Dominantné frekvencie: $f_{(i)}$ = 2,55, 3,09, 3,38, Hz sa praktický vyskytujú pri všetkých meraných veličinách ($w_{(s6)}(t)$, $\varepsilon_{(S6)}(t)$, $\Delta w_{(s6)}(t)$) a majú rovnakú skladbu. Môžeme teda konštatovať, že

most kmitá superpozíciou vyšších vlastných frekvencii (nad frekvenčnými zložkami $f_{(10)}$, čo zároveň potvrdzuje jeho vysokú tuhosť mostnej konštrukcie.

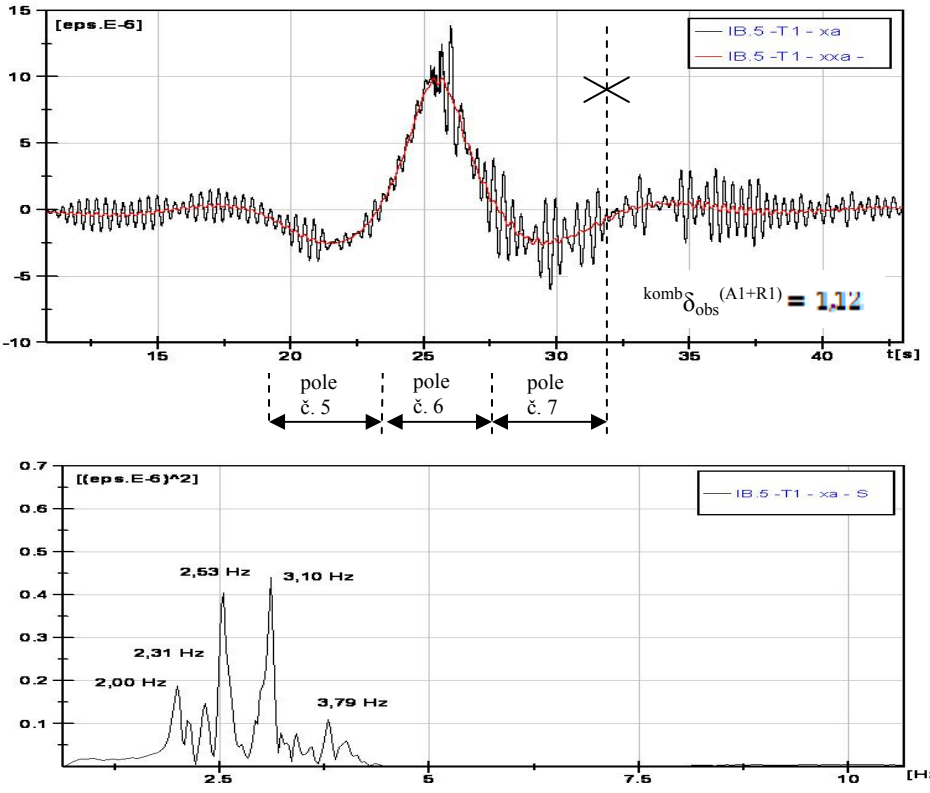
3/ Voľné dokmitávanie mosta po výjazde vozidla má tvar záznejov kmitania, čo charakterizuje existenciu blízkych vlastných frekvencií. Dominantné frekvencie dokmitávania sú f_i = 2,0 + 2,13 Hz (zázneje kmitania), čo odpovedá tretiemu a štvrtému vlastnému vertikálnemu kmitaniu - $f_{(10)}$ = 1,95 *Hz*, $f_{(11)}$=2,16 Hz.

4/ Most preukazuje dostatočnú tuhosť, dobre prenáša aplikované dynamické zaťaženie – pružne kmitá s relatívne malými amplitúdami a logaritmický dekrement útlmu ϑ je veľmi nízky.

3.2 Prejazdy skúšobného vozidla cez normovú prekážku (N→Z)

Ide o dôležitú simuláciu vplyvu umelej nerovnosti na moste vyvolávajúce významné dynamické rázové účinky na mostnú konštrukciu. Všetky prejazdy skúšobného vozidla (m = 32 t) cez normovú prekážku umiestnenú v strede v poľa č.6 (výška prekážky h = 60 mm) sa realizovali ako prejazdy stredom mosta N→Z. Súbory merania sú označované ako *I-B.j_Xi-x*. Charakteristická ukážka analýzy záznamov kmitania pri prejazde skúšobného vozidla cez umelú prekážku – intenzívne rozkmitávanie mosta vyhodnocované v poli č. 6 a je prezentovaná na obr.10.

- Časový priebeh dynamického pomerného pretvorenia $\varepsilon_{(S6)}(t) \rightarrow$ tenzometer T_{k1} a jeho frekvenčná skladba - súbor *I-B.5_T1-x*, rýchlosť prejazdu 50 km/h, obr.10.



Dominantné frekvencie: *f = 2,0, 2,53, 3,10, Hz*

Obr. 10 Analýza súboru súbor *I-B.5_T1-x* – Pomerné pretvorenie $\varepsilon_{(S6)}(t)$ – stred 6. poľa a jeho frekvenčná skladba

Hlavné výsledky prejazdov skúšobného ťažkého vozidla hmotnosti m=32 t cez normovú prekážku možno zhrnúť nasledovne:

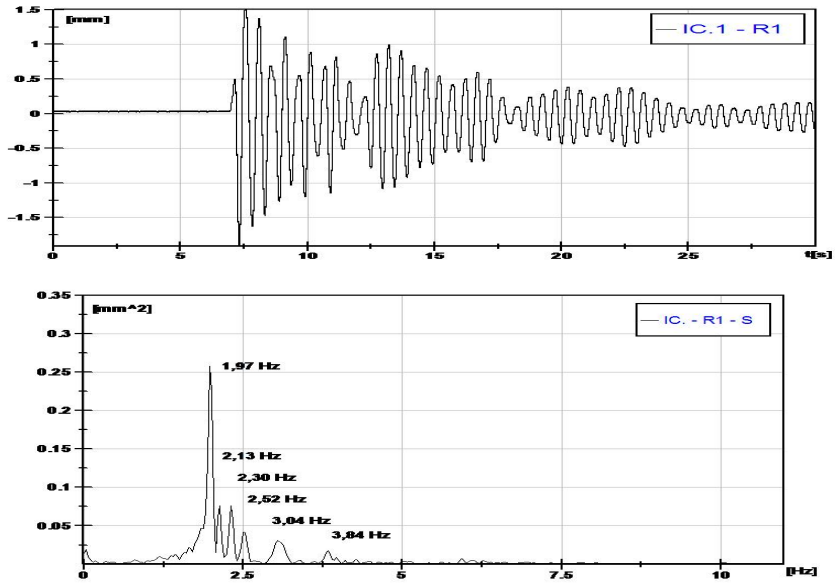
1/ Dynamický súčiniteľ δ_{obs} vyhodnocovaný z merania troch nezávislých veličín v charakteristických prierezov polí mosta ($w_{(s6)}(t), \varepsilon_{(S6)}(t), \Delta w_{(s6)}(t)$), dáva výrazne vyššie hodnoty ako pri hladkých prejazdoch. Napríklad pre rýchlosť prejazdu 50 km/h → $\delta_{obs}^{(T1)}$ = 1,40, $\delta_{obs}^{(R1)}$ = 1,42, ${}^{komb}\delta_{obs}^{(A1+R1)}$ =1,54.

Z porovnania meraných dynamických súčiniteľov δ_{obs} pre jazdu cez prekážku a hladké prejazdy v poli č. 6 s umiestnenou prekážkou vyplýva, že dynamické účinky sú zväčšené o 27% ÷ 31% (pre kombinovaný súčiniteľ ${}^{komb}\delta_{obs}^{(A1+R1)}$ až o 37%). V poli č. 7 (pole za prekážkou) je tento pomer len 2%. Teda dynamické zväčšenie je výrazné len v poli s prekážkou a v ostatných poliach dosahujú amplitúdy kmitania hodnoty zrovnateľné s hladkými prejazdmi vozidla.

4 RÁZOVÉ SKÚŠKY MOSTA – RÁZ ZADNOU NÁPRAVOU SKÚŠOBNÉHO VOZIDLA

Komplexné poznania dynamickej odozvy mostnej konštrukcie významne objasňuje rázové zaťaženie mosta. Na našom pracovisku aplikujeme jednoduchú, ale účinnú skúšku rázom zadnej nápravy skúšobného vozidla Mercedes Benz (hmotnosť 32 t) (hmotnosť zadnej nápravy m_{v2} = 16,2 t) aplikovanú v strede 6.poľa. Charakteristické voľné kmitanie mosta po ráze je prezentované na obr. 11.

- Časový priebeh dynamickej zložky vertikálneho kmitania mosta $\Delta w_{(S6)}(t)$ vyhodnocovaný v strede poľa č.6, súbor *I-C.1-R1-x* a jeho frekvenčná skladba → voľné dokmitávanie mosta po ráze, obr.11.



Dominantné frekvencie: f = 1,97, Hz

Obr. 11: Voľné dokmitávanie mosta po ráze v poli č.6

- Hlavné výsledky kmitania mosta pri rázovej skúške možno zhrnúť:

- Frekvenčná skladba voľného dokmitávania mosta po ráze má tvar záznejového kmitania, ktoré je znakom periodicky sa opakovanej zmene amplitúdy kmitania vznikajúceho skladaním dvoch alebo viacerých harmonických zložiek kmitania s málo líšiacimi frekvenčnými zložkami.

- Frekvenčný skladba vertikálneho kmitanie mosta v poli č. 6 (v mieste rázu) má dominantnú frekvenciu kmitania: *f* = 1,97 Hz* a rad vyšších frekvenčných zložiek *f= 2,13, 2,30, 2,52, 3,04 Hz,* čo odpovedá charakteristickému impulzovému zaťaženiu. Porovnanie teoretickej frekvencie $^{teor}f_{(10)} = 1,95Hz$ s experimentálne meranou $f^*_{obs} = 1,97Hz$ vyplýva, že dominantná frekvencia vertikálneho kmitania mosta sa zhoduje s frekvencia $f_{(10)}$.

5 ZHODNOTENIE DYNAMICKEJ SKÚŠKY MOSTA

Dynamická odolnosť nosnej konštrukcie vykazovala pri všetkých prejazdoch skúšobného vozidlá - pri hladkých prejazdoch alebo prejazdoch cez normovú umelú prekážku dobrú odolnosť predpokladanú statickým výpočtom.

- Amplitúdy kmitania v meraných poliach č. 6 a č. 7 pri hladkých prejazdoch dosahovali nízke hodnoty a dynamické súčinitele δ_{obs} dosahovali hodnoty v medziach $\delta_{obs} = 1,04 \div 1,12$.

- Amplitúdy kmitania v meraných poliach č. 6 a č. 7 pri prejazdoch cez umelú prekážku dosahovali vysoké dynamické priehyby (hodnoty zvýšene až o ≈ 100 %.), čomu odpovedali aj vysoké dynamické súčiniteľ δ_{obs} =1,32÷1,52.

POĎAKOVANIE

Príspevok bol vypracovaný za finančnej podpory Grantové agentúry VEGA MŠ SR – registračné číslo projektu 1/0517/12.

LITERATÚRA

[1] Pracovný program dynamickej zaťažovacej skúšky mosta Selenec – Beladice, Objekt 203. Žilinská univerzita v Žiline, august 2011.

[2] SHP s.r.o: Pracovný program pre statickú zaťažovaciu skúšku - Objekt SB-203, Brno, jún 2011.

[3] STN 73 6209: Zaťažovacie skúšky mostov, 1979.

Oponentní posudek vypracoval:

Prof. Ing. Juraj Králik, PhD., Katedra stavebnej mechaniky, Stavebná fakulta, STU v Bratislave.

Doc. Ing. Alexander Tesár, DrSc., Ústav stavebníctva a architektúry, Slovenská akadémia vied.

Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské - Technické univerzity Ostrava
číslo 2, rok 2012, ročník XII, řada stavební
článek č. 42

Martin PSOTNÝ[1]

ASPECT RATIO OF SLENDER WEB & POSTBUCKLING BEHAVIOUR

POMER STRÁN ŠTÍHLEJ STENY A POKRITICKÉ PÔSOBENIE

Abstract

Postbuckling analysis of slender web loaded in compression is presented. The non-linear FEM equations [14] are derived from the variational principle of minimum of total potential energy [13]. To obtain the non-linear equilibrium paths, Newton-Raphson iteration algorithm [11], [12] is used. Peculiarities of the effect of the initial imperfections [7], [8] on load-deflection paths are investigated with respect to aspect ratio of the web. Special attention is focused on the postbuckling mode of the web.

Keywords

Stability, buckling & postbuckling, geometric nonlinear theory, initial imperfection, aspect ratio, Newton-Raphson method.

Abstrakt

V príspevku je analyzované pokritické pôsobenie tlačenej štíhlej steny. Systém nelineárnych podmienkových rovníc v metóde konečných prvkov [14] bol odvodený z variačného princípu minima celkovej potenciálnej energie [13]. Za účelom získania zaťažovacích dráh bola použitá Newton-Raphsonova iteračná metóda [11], [12]. Vplyv počiatočných tvarových imperfekcií [7], [8] na jednotlivé zaťažovacie dráhy pokritického pôsobenia bol skúmaný s ohľadom na pomer strán štíhlej steny.

Kľúčové slová

Stabilita, podkritické a pokritické pôsobenie, geometricky nelineárna teória, počiatočná imperfekcia, pomer strán, Newton-Raphsonova metóda.

1 INTRODUCTION

Solving stability of the slender web, it is often insufficient to determine the elastic critical load, i.e. the load, when ideal web starts buckling. It is necessary to include initial imperfections of real web into solution and determine limit load level more accurately. The geometrically non-linear theory represents a basis for the reliable description of the post-buckling behaviour of the slender web [2]. The result of the numerical solution represents high number of load versus displacement paths [10].

The mode of the buckling of the lowest elastic critical load is usually taken as the mode of the initial geometrical imperfections. In such a case we do not have the snap-through effects. To create the snap-through effect, the mode of the initial imperfections has to be taken as the combination of the mode of the lowest elastic critical load and the mode of the second elastic critical load [9].

[1] Doc. Ing. Martin Psotný, PhD., Katedra stavebnej mechaniky, Stavebná fakulta STU, Radlinského 11, 813 68 Bratislava, e-mail: martin.psotny@stuba.sk.

2 THEORY

We assume a rectangular slender web simply supported along the edges (Fig. 1) with the thickness t. The displacements of the point of the neutral surface are denoted $q = [u, v, w]^T$ and the related load vector is $p = [p_x, 0, 0]^T$. We assume the so called von Kármán theory, when the out of plane (plate) displacements (w) are much bigger as in-plane (web) displacements (u,v). Taking into account the non-linear terms we have the strains

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \boldsymbol{\varepsilon}_{Lm} + \boldsymbol{\varepsilon}_{Nm} - z \cdot \boldsymbol{k} \,, \tag{1}$$

where $\boldsymbol{\varepsilon}_{Lm} = \left[u_{,x}, v_{,y}, u_{,y} + v_{,x}\right]^T$ – in plane (web) strains – linear part,

$\boldsymbol{\varepsilon}_{Nm} = \frac{1}{2}\left[w_{,x}^2, w_{,y}^2, 2w_{,x}.w_{,y}\right]^T$ – in plane (web) strains – nonlinear part,

$\boldsymbol{k} = \left[w_{,xx}, w_{,yy}, 2w_{,xy}\right]^T$ – out of plane (plate) part of the strains,

the indexes denote the partial derivations.

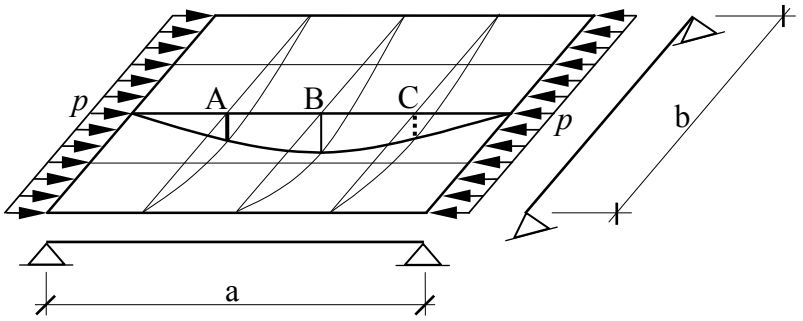


Fig. 1: Notations of the quantities of the slender web loaded in compression

The initial displacements will be assumed as the out of plane displacements only and so we have

$$\boldsymbol{\varepsilon}_0 = \boldsymbol{\varepsilon}_{0Nm} - z \cdot \boldsymbol{k} \,. \tag{2}$$

We assume the linear elastic material and the stresses can be written as:

$$\boldsymbol{\sigma} = \boldsymbol{D}\left(\boldsymbol{\varepsilon} - \boldsymbol{\varepsilon}_0\right), \text{ where } \boldsymbol{D} = \frac{E}{1-\nu^2}\begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix}. \tag{3}$$

For such defined task, we can express the total potential energy as:

$$U = U_i + U_e = \int_V \frac{1}{2}\left(\boldsymbol{\varepsilon} - \boldsymbol{\varepsilon}_0\right)^T \boldsymbol{\sigma}\, dV - \int_A \boldsymbol{q}^T \boldsymbol{p} dA \tag{4}$$

Which leads after substituting and modification to:

$$U = \int_A \frac{1}{2}\left(\boldsymbol{\varepsilon}_m - \boldsymbol{\varepsilon}_{0m}\right)^T t \cdot \boldsymbol{D}\left(\boldsymbol{\varepsilon}_m - \boldsymbol{\varepsilon}_{0m}\right) dA + \int_A \frac{1}{2}\left(\boldsymbol{k} - \boldsymbol{k}_0\right)^T \frac{t^3}{12} \boldsymbol{D}\left(\boldsymbol{k} - \boldsymbol{k}_0\right) dA - \int_A \boldsymbol{q}^T \boldsymbol{p}\, dA \tag{5}$$

The system of conditional equations we can get from the condition of the minimum of the increment of the total potential energy $\delta \Delta U = 0$. This system can be written as

$$\boldsymbol{K}_{inc}\,\Delta\boldsymbol{\alpha} + \boldsymbol{F}_{int} - \boldsymbol{F}_{ext} - \Delta\boldsymbol{F}_{ext} = 0\,, \tag{6}$$

where $\boldsymbol{K}_{inc}$ – the incremental stiffness matrix of the web,

$\boldsymbol{F}_{int}$ – the internal force of slender web,

$\boldsymbol{F}_{ext}$ – the external load of slender web,

$\Delta\boldsymbol{F}_{ext}$ – the increment of the external load of slender web.

To obtain the non-linear equilibrium paths, Newton-Raphson iteration algorithm is assumed. Equality of Jacobi matrix with the incremental stiffness matrix ($\boldsymbol{K}_{inc} \equiv \boldsymbol{J}$) is used and residues are evaluated as unbalanced nodal forces. The specific problem of using the FEM for the solution of non-linear problem of the post-buckling behaviour of the slender web is, that we do not compile the system of the algebraic equations, but even so we use the Newton-Raphson iteration with the combination of the incremental steps [11]. To be able to evaluate the different paths of the solution, the pivot term of the Newton-Raphson iteration has to be changed during the solution.

3 ILLUSTRATIVE EXAMPLES

Articles [4], [5] have summarized problems of postbuckling modes for slender web with aspect ratio $\alpha = 1$. Illustrative examples of steel web $a = b = 120\ mm$, $t = 1\ mm$ are presented as load – displacement paths for different types of geometrical initial imperfections. In Figs. 2 and 3 we can see that two almost identical modes of initial imperfection at the beginning of the process offer two different solutions in postbuckling.

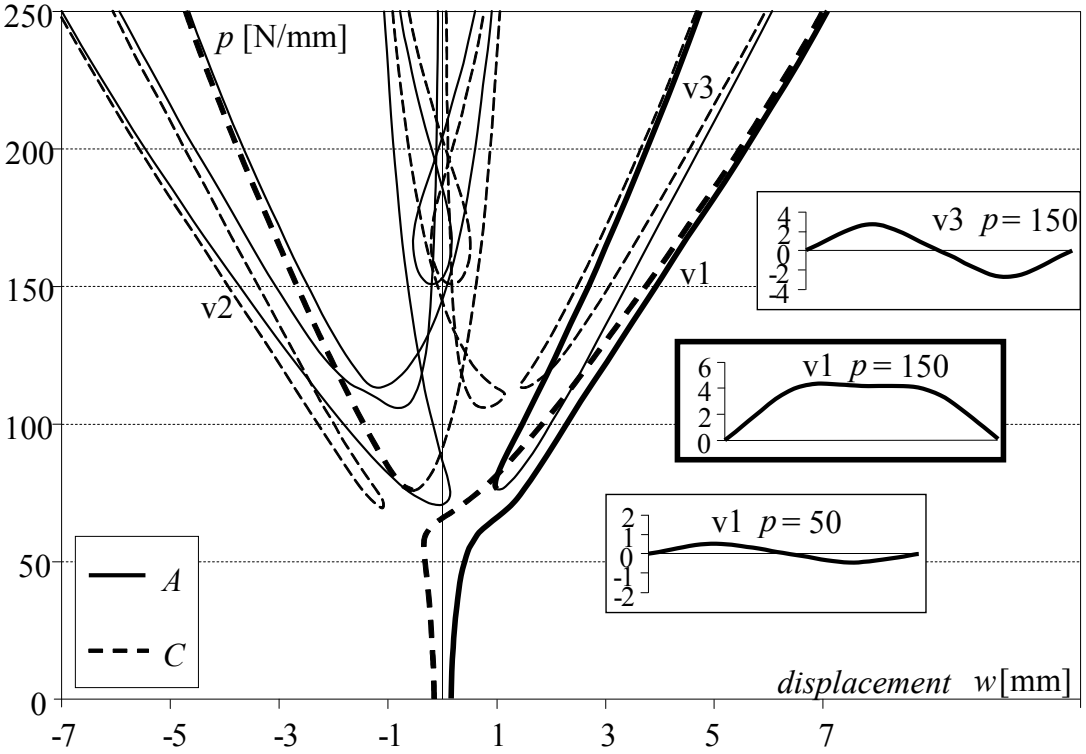


Fig. 2: The post-buckling behaviour of the slender web with the initial displacement f_{01}

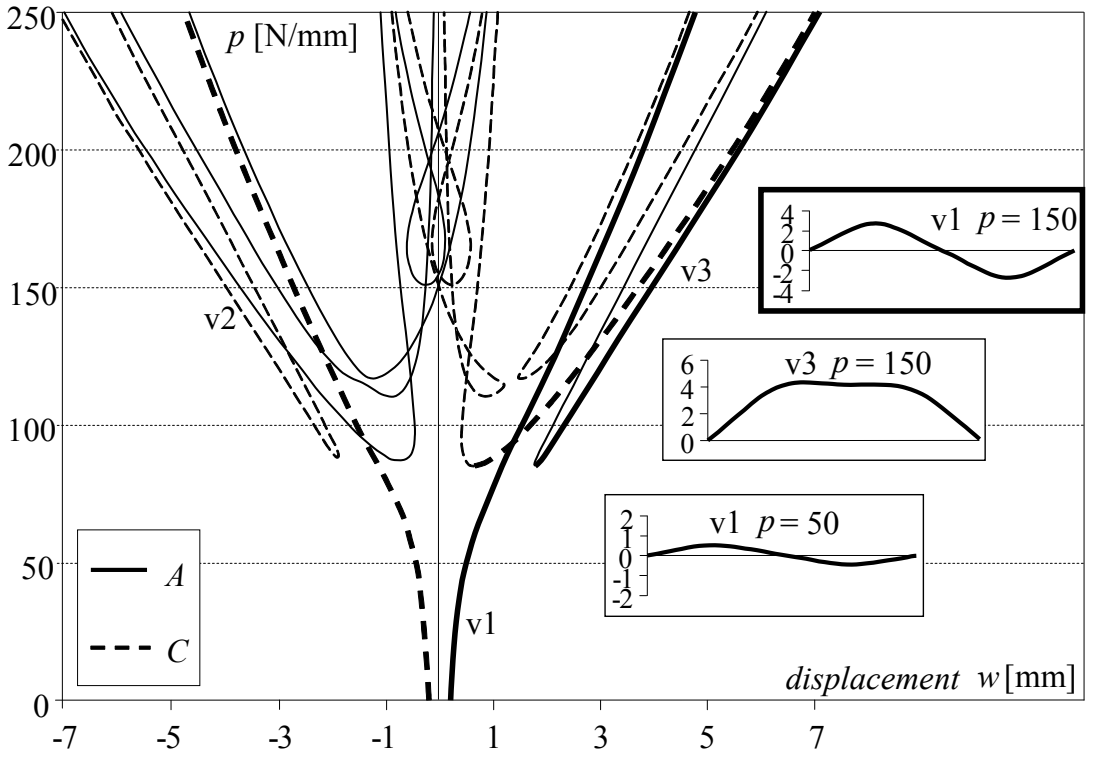


Fig. 3: The post-buckling behaviour of the slender web with the initial displacement f_{02}

Initial imperfections in presented solutions were considered as follows:

$$f_{01} = 0{,}01 \sin\frac{\pi \cdot x}{a} \sin\frac{\pi \cdot y}{b} + 0{,}15 \sin\frac{2\pi \cdot x}{a} \sin\frac{\pi \cdot y}{b},$$

$$f_{02} = 0{,}01 \sin\frac{\pi \cdot x}{a} \sin\frac{\pi \cdot y}{b} + 0{,}2 \sin\frac{2\pi \cdot x}{a} \sin\frac{\pi \cdot y}{b}.$$

Due to the mode of the initial imperfection, out of plane nodal displacements in *A* and *C* have been taken as the reference values (see Fig. 1). The thick lines represents the stable paths and the thin lines represents the unstable paths of the solution. More details about the solution of the equilibrium paths are mentioned in [7].

Solution of linearised stability problem (e.g. [1], [3]) of slender web considering different aspect ratios, illustrated in Fig. 4, is expressed in the form of a relationship between plate-buckling coefficient *K* and aspect ratio α. We can see, that slender webs buckle approximately into squares and have the same critical stress near $4{,}0\,\sigma_{EU}$ (critical elastic Euler stress).

This means, inter alia, the fact that the web with an aspect ratio $\alpha = 1$ and web with $\alpha = 2$ behave from the point of view of stability similarly.

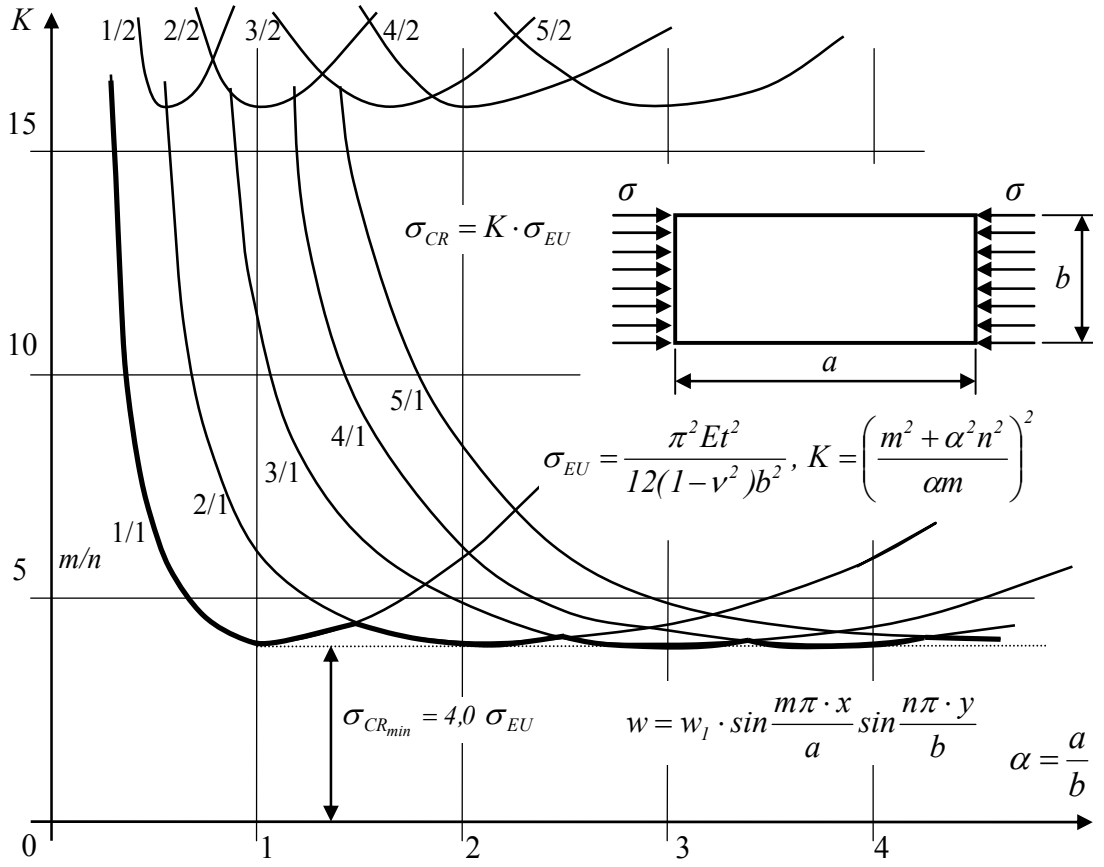


Fig. 4: Critical stress of slender web for different values of aspect ratio

Let us now analyze nonlinear solution of slender web with aspect ratio $\alpha = 2$. Example of steel web with *a = 240 mm*, *b = 120 mm* and *t = 1 mm* is presented below (see also [6]). New load-displacement paths appear comparing to web with $\alpha = 1$ and solution has become unclear. Due to this reason, in Fig. 5, solution of ideal web without initial geometrical imperfections is presented first. Out of plane nodal displacements in *A* and *C* are plotted again, however paths are not separated in the diagram. In case of perfect web, some paths are doubled, the others overlap due to the symmetry of solution.

As expected, we see that paths representing buckling in mode 2-1 emerge from the bifurcation point of the lowest load level (#1). Load level in bifurcation point #2 (paths emerging from this bifurcation point represent buckling in mode 3-1) is also lower than the load level in bifurcation point #3 with paths representing buckling in basic mode 1-1 (which fully corresponds to the results in Fig. 4). Also paths turning in limit points #3* represent buckling in mode 1-1 (with higher corresponding load level). Other paths shown around bifurcation point #2 represent different forms of mode transformation between modes 2-1 and 3-1. Sections through the buckling area on mentioned equilibrium paths are also depicted in Fig. 5.

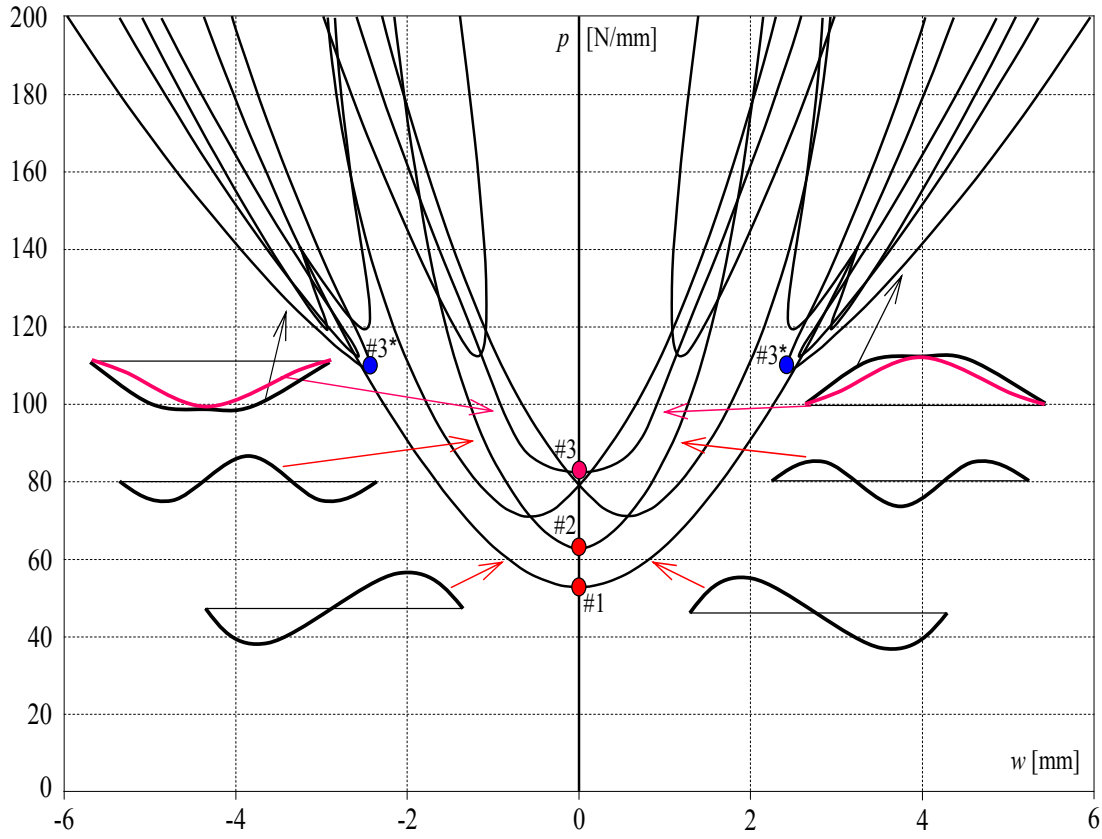


Fig. 5: Web without imperfections, aspect ratio $\alpha = 2$

Nonlinear solution of slender web with initial geometrical imperfection similar to mode 1-1 is presented in Fig. 6. Thick continuous lines denote the displacement in *A*, thick dashed lines refer to displacement in *C*. Solution of perfect web without initial imperfections is plotted by thin dashed lines on the background for comparison. We can see how individual paths of imperfect solution have been placed, when mode of buckling is similar to solution of perfect web and vice versa, when is significantly different. To simplify the figure, only the paths being mentioned in the text are plotted here.

Web buckles in mode 1-1 on the fundamental path of solution (identical to the mode of initial imperfection). When the load reaches a value close to the load level in bifurcation point #1 of perfect web solution, line representing displacement in *C* rapidly moves into negative values and postbuckling mode of the web is 2-1.

The solution marked No. 2 also represents the mode of buckling 2-1. In this case displacement in *A* reaches negative values. Due to the nearly symmetrical shape of initial imperfection stable paths of this are located close to the solution No. 1 (the difference between values of total potential energy of these two solutions is minimal).

As mentioned above, solutions marked No. 3 and 4 represent different forms of mode transformation between 2-1 and 3-1. There is naturally greater difference in load level at limit points of these solutions.

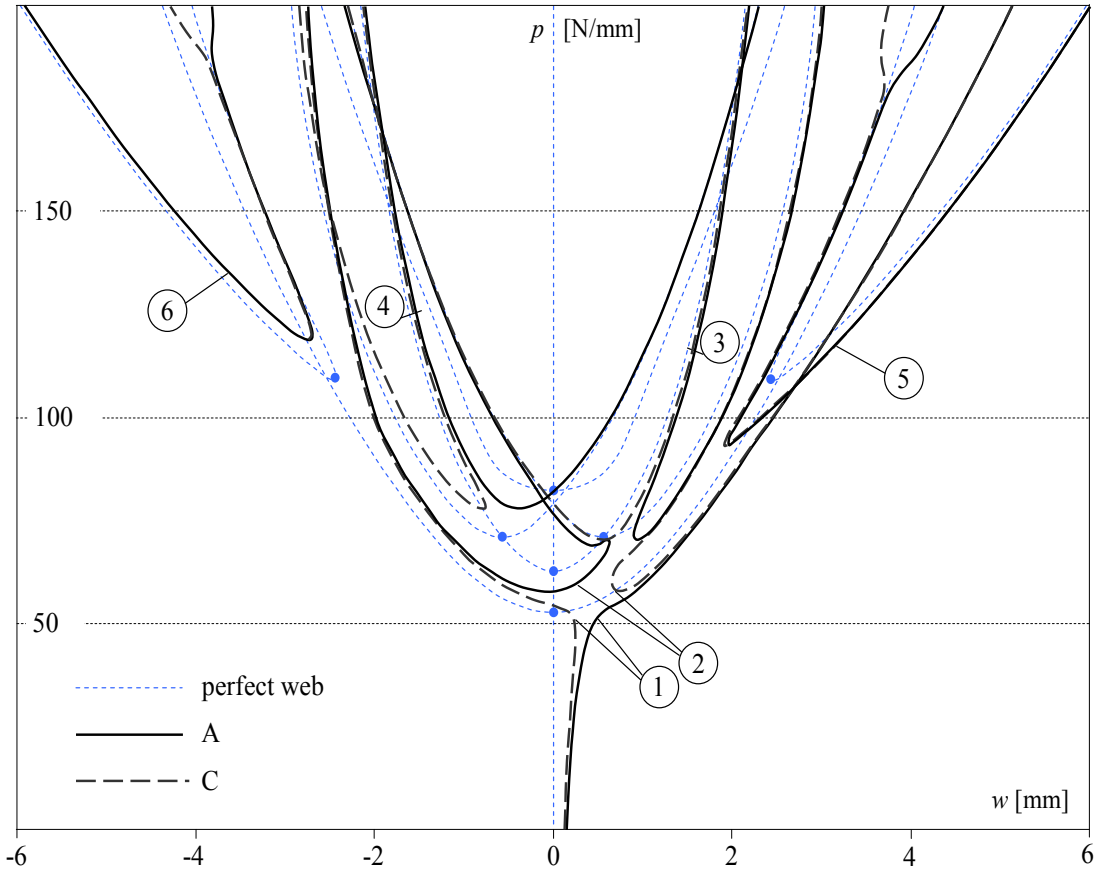


Fig. 6: Web with initial imperfection $f_{03} = 0{,}2 \sin\frac{\pi \cdot x}{a} \sin\frac{\pi \cdot y}{b} + 0{,}01 \sin\frac{2\pi \cdot x}{a} \sin\frac{\pi \cdot y}{b}$

The most noticeable difference is that in case of solutions marked No. 5 and 6. Solution No. 5 represents buckling in mode 1-1, with buckling on the side of initial imperfection. The load level in limit point is greatly reduced comparing to limit point level of perfect flat web (thin dashed line). In this case the total potential energy is reduced by the value representing the energy required for deformation of the perfect web to form of initial imperfection. Conversely, the solution marked No. 6, also mode 1-1, represents buckling on the opposite side of web as the initial imperfection is. The load level in this limit point is significantly higher comparing to limit point level of perfect flat web. In this case, the energy barrier required to reset the initial imperfections (perfect web) must be eliminated first, resulting in the increase of the load in this limit point.

4 CONCLUSION

The influence of the mode of the initial geometrical imperfections for the postbuckling of the slender web is presented with respect to aspect ratio of this web. The result representing a lot of load versus displacement paths is analyzed. A comprehensive analysis of the obtained solutions will be possible after supplementing the results of the value of total potential energy (as it was presented for square web in [4]). This supplement will be incorporated in the near future.

ACKNOWLEDGEMENTS

Presented results have been arranged due to the research supported by the Slovak Scientific Grant Agency, project No. 1/0629/12.

REFERENCES

[1] BAŽANT, Z. P. – CEDOLIN, L.: *Stability of Structures - Elastic, Inelastic, Fracture and Damage Theories*. Oxford University Press, New York, Oxford, 1991. 984 p. ISBN 0-19-505529-2.

[2] BLOOM, F. – COFFIN, D.: *Handbook of Thin Plate Buckling and Postbuckling*. Chapman&Hall/CRC, Boca Raton, 2001. 800 p. ISBN 1-58488-222-0.

[3] BULSON, P. S.: *Stability of Flat Plates*. Chatto and Windus, London, 1970. 470 p. ISBN 7011-1478-9

[4] PSOTNÝ, M. – RAVINGER, J.: Post-Buckling Behaviour of Imperfect Slender Web. *Engineering Mechanics*, Vol. 14, 2007, No. 6, p. 423-429. ISSN 1802-1484.

[5] PSOTNÝ, M. – RAVINGER, J.: Stable and Unstable Paths in the Post-Buckling Behaviour. *International Conference VSU´2005*, Sofia, 2005, p. 42 – 47. ISSN 1314-071X.

[6] PSOTNÝ, M.: Pokritické pôsobenie štíhlej steny v závislosti na pomere strán a tvare začiatočnej imperfekcie. *New Trends in Statics and Dynamics of Buildings*, Bratislava, 2011, s. 83-86. ISBN 978-80-227-3572-8. (in Slovak).

[7] PSOTNÝ, M.: *Stabilné a nestabilné vetvy v riešení geometricky nelineárnych úloh*. ES STU, Bratislava, 2004, 104s. ISBN 80-227-2044-5. (in Slovak).

[8] RAVINGER, J.: Ilustračné príklady stability ako energetické minimum. *Stavebnícky časopis*, 36, č. 9, 1988, s. 697-713.

[9] RAVINGER, J.: Vibration of Imperfect Thin-Walled Panel. Part 1: Theory and Illustrative Examples. Part 2: Numerical Results and Experiment. *Thin-Walled Structures*. Vol. 19, No 1, 1994, 1-36. ISSN 0263-8231.

[10] RAVINGER, J. – PSOTNÝ, M.: *Analýza konštrukcií*. Nelineárne úlohy. STU Bratislava, 2007. 174s. ISBN 978-80-227-2713-6. (in Slovak).

[11] RAVINGER, J.: *Programy – statika, stabilita a dynamika stavebných konštrukcií*. Alfa, Bratislava, 1990, 288 s. ISBN 80-05-00090-1.

[12] RHODES, J.: Some observations on the post – buckling behaviour of thin plates and thin – walled members. *Thin-walled structures*, Elsevier, 41 (2003), 207-226. ISSN 0263-8231.

[13] WASHIZU, K.: *Variational Methods in Elasticity and Plasticity*. Pergamonn Press, New York, 1982, 3rd ed., 630 p. ISBN 0-08-026723-8.

[14] ZIENKIEWICZ, O. C. – TAYLOR, R. L.: *The Finite Element Method*. Vol. 2. Solid and Fluid Mechanics. Dynamics and Non-Linearity. McGraw-Hill, London, 1991, 4th ed., 720 p. ISBN 0-07-084175-6.

Rewievers:

Prof. Ing. Zdeněk Kala, Ph.D., Institute of Structural Mechanics, Faculty of Civil Engineering, Brno University of Technology.

Doc. Ing. Brožovský Jiří, Ph.D., Department of Structural Mechanics, Faculty of Civil Engineering, VŠB-Technical University of Ostrava.

Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské − Technické univerzity Ostrava
číslo 2, rok 2012, ročník XII, řada stavební
článek č. 43

Jakub SOBEK[1], Václav VESELÝ[2], Lucie ŠESTÁKOVÁ[3]

PŘESNOST APROXIMACE POLÍ NAPĚTÍ A POSUNŮ V TĚLESE S TRHLINOU PRO ODHAD ROZSAHU ZÓNY PORUŠENÍ

ACCURACY OF APPROXIMATION OF STRESS AND DISPLACEMENT FIELDS IN CRACKED BODY FOR ESTIMATION OF FAILURE ZONE EXTENT

Abstrakt

Příspěvek se zabývá analýzou polí napětí a deformací v tělese s trhlinou. Záměrem autorů je určení dostačujícího počtu členů Williamsova mocninného rozvoje pro přesnou aproximaci těchto polí v okolí vrcholu trhliny, využitelnou dále např. pro odhad rozsahu lomové procesní zóny v kvazikřehkých materiálech. Hodnoty koeficientů těchto členů jsou určovány regresí z výsledků numerických simulací; jsou vyjádřeny jako funkce relativní délky trhliny. Řešeným případem je lomový test štípání klínem upraveného standardního krychlového tělesa pro zkoušení cementových kompozitů; numerická studie je provedena v MKP výpočetním systému ANSYS.

Klíčová slova

Těleso s trhlinou, pole v okolí trhliny, Williamsova mocninná řada, členy vyšších řádů, MKP, lomová procesní zóna, kvazikřehký lom.

Abstract

The paper deals with an analysis of the stress and displacement fields in a cracked body. The intention of the authors is to determine the sufficient number of terms of the Williams power series for an accurate approximation of the near-crack-tip fields which can be subsequently used *e.g.* for estimation of the extent of the fracture process zone in quasi-brittle materials. Values of coefficients of these terms are determined via regression from results of numerical simulations; the coefficients are expressed as functions of the relative crack length. The analysis is conducted on a 2D numerical model of the wedge-splitting test on a modified standard cube-shaped specimen used commonly for testing of cementitious composites; ANSYS FE computational system is employed.

Keywords

Cracked body, near-crack-tip fields, Williams power series, higher-order terms, FEM, fracture process zone, quasi-brittle fracture.

1 ÚVOD, CÍL

Lomové chování kvazikřehkých stavebních materiálů (např. beton, keramika, skalní horniny) je zkoumáno prostřednictvím experimentů na tělesech opatřených koncentrátory napětí (vruby, zářezy). Při těchto testech, ve většině případů destruktivních, jsou zkušební tělesa namáhána

[1] Ing. Jakub Sobek, Ústav stavební mechaniky, Fakulta stavební, VUT v Brně, Veveří 331/95, 602 00 Brno, tel.: (+420) 541 147 116, e-mail: sobek.j@fce.vutbr.cz.

[2] Ing. Václav Veselý, Ph.D., Ústav stavební mechaniky, Fakulta stavební, VUT v Brně, Veveří 331/95, 602 00 Brno, tel.: (+420) 541 147 362, e-mail: vesely.v1@fce.vutbr.cz.

[3] Ing. Lucie Šestáková, Ph.D., Ústav stavební mechaniky, Fakulta stavební, VUT v Brně, Veveří 331/95, 602 00 Brno, e-mail: sestakova.l@fce.vutbr.cz.

v různých tahových/tlakových/ohybových módech zatěžování, aby se zjistily jejich lomově-mechanické vlastnosti a parametry modelů, kterými se tyto jevy porušování numericky simulují. Dlužno dodat, že takové testy jsou značně časově i finančně náročné. Motivací je tedy snižovat počet nutných provedení reálných testů pro postižení lomových vlastností zkoumaného materiálu pomocí numerických simulací. Jinými slovy, pomocí ekonomicky poměrně méně náročného numerického modelování prozkoumat co nejpřesněji jevy vyskytující se u skutečných testů na zkušebních tělesech.

Popis lomu kvazikřehkých materiálů je dosti problematický (shrnuto např. v [1−4]). Ukazuje se, že pro správnou interpretaci jevů tahového porušování kvazikřehkých materiálů je před čelem trhliny nutno uvažovat existenci tzv. lomové procesní zóny (LPZ), která mění svůj tvar a velikost během šíření trhliny [5−9]. Také je nutno přihlédnout k různým okrajovým podmínkám při analýze zkušebního tělesa (výpočtového modelu), které mají na rozsah LPZ nezanedbatelný vliv. Zkoumání vlastní existence FPZ a jejích charakteristik je stále tématem výzkumu, a to jak v oblasti experimentální [10−15], tak výpočetní [15−18].

V předchozích studiích [19−23] byla autory otestována vhodnost užití regresní techniky, tzv. metody přeurčitosti (Over-Deterministic Method − ODM [24]), pro stanovení hodnot koeficientů vyšších členů Williamsovy řady [25] u těles s trhlinou určených pro zkoušku štípání klínem (Wedge-Splitting Test − WST). Její podstatou je řešení přeurčité soustavy rovnic, vycházející z aplikace metody nejmenších čtverců, na vyjádření posunů pomocí Williamsovy mocninné řady. Jako vstupní parametry do tohoto zápisu slouží souřadnice a posuny vybrané množiny uzlů sítě konečných prvků (vypočtené např. v běžných komerčních konečně-prvkových programech). Stanovené hodnoty koeficientů členů Williamsovy řady lze pak vyjádřit jako funkce délky trhliny. Po vztažení těchto hodnot k úrovni aplikovaného napětí se získá bezrozměrné vyjádření funkcí koeficientů členů řady nazývaných také jako tvarové funkce. Tyto funkce lze pak zpětně použít pro analytickou rekonstrukci polí napětí a posunů při jejich dosazení do odpovídajících předpisů pomocí Williamsovy řady.

V tomto článku se autoři zabývají přesností stanovených tvarových funkcí, především pak pro vyšší členy řady (charakterizují vliv tvaru tělesa a okrajových podmínek). V potaz jsou brány varianty výběru různého počtu uzlů v okolí vrcholu trhliny, dále pak vzdálenost takto vybraných uzlů od kořene trhliny.

2 POLE NAPĚTÍ A DEFORMACÍ V TĚLESE S TRHLINOU

2.1 Williamsův mocninný rozvoj

Pole napětí a deformací v homogenním izotropním tělese s trhlinou lze vyjádřit jako nekonečnou mocninnou řadu − Williamsův rozvoj [25]. Tenzor napětí $\{\sigma\}$ a vektor deformace $\{u\}$ lze pro elastické izotropní těleso s trhlinou zapsat ve tvaru:

$$\begin{Bmatrix}\sigma_x\\ \sigma_y\\ \tau_{xy}\end{Bmatrix} = \sum_{n=1}^{\infty}\frac{n}{2}r^{\frac{n}{2}-1}A_n\cdot\begin{Bmatrix}\left[2+(-1)^n+\frac{n}{2}\right]\cos\left(\frac{n}{2}-1\right)\theta-\left(\frac{n}{2}-1\right)\cos\left(\frac{n}{2}-3\right)\theta\\ \left[2-(-1)^n-\frac{n}{2}\right]\cos\left(\frac{n}{2}-1\right)\theta+\left(\frac{n}{2}-1\right)\cos\left(\frac{n}{2}-3\right)\theta\\ -\left[(-1)^n+\frac{n}{2}\right]\sin\left(\frac{n}{2}-1\right)\theta+\left(\frac{n}{2}-1\right)\sin\left(\frac{n}{2}-3\right)\theta\end{Bmatrix}, \tag{1}$$

$$\begin{Bmatrix}u\\ v\end{Bmatrix} = \sum_{n=1}^{\infty}\frac{r^{n/2}}{2\mu}A_n\cdot\begin{Bmatrix}\left(\kappa+\frac{n}{2}+(-1)^n\right)\cos\frac{n}{2}\theta-\frac{n}{2}\cos\left(\frac{n}{2}-2\right)\theta\\ \left(\kappa-\frac{n}{2}-(-1)^n\right)\sin\frac{n}{2}\theta+\frac{n}{2}\sin\left(\frac{n}{2}-2\right)\theta\end{Bmatrix}, \tag{2}$$

kde:

r, θ – jsou polární souřadnice (počátek soustavy souřadnic je situován do vrcholu trhliny, kladná osa x je orientována ve směru šíření trhliny) [m],

μ – modul pružnosti ve smyku ($\mu = E/(2(1 + \nu))$ [Pa],

κ – Kolosovova konstanta ($\kappa = (3 - \nu)/(1 + \nu)$ pro rovinnou napjatost a $\kappa = (3 - 4\nu)$ pro rovinnou deformaci) [-],

E, ν – Youngův modul pružnosti resp. Poissonův součinitel, [Pa] resp. [-],

A_n – konstanty pro konkrétní délku trhliny [Pa/m$^{n/2-1}$] a

n – index členu řady [-].

Hodnoty koeficientů A_n se vyjadřují jako funkce relativní délky trhliny a normují se na jednotkové zatížení – takto se definují tzv. bezrozměrné tvarové funkce g_n [26–27]. Koeficientům jednotlivých členů Williamsovy řady pak odpovídají tyto funkční předpisy:

$$g_n(\alpha) = \frac{A_n(\alpha)}{\sigma} W^{\frac{n-2}{2}} \quad \text{pro} \quad n = 1,3,4\ldots,N \quad \text{a} \quad g_2 = t(\alpha) = \frac{4A_2(\alpha)}{\sigma}, \tag{3}$$

kde:

α – je relativní délka trhliny ($\alpha = a/W_{\text{ef}}$) [-],

σ – je nominální napětí v centrální rovině tělesa způsobené aplikovaným zatížením ($\sigma = P_{\text{sp}}/BW$) [Pa],

W – je šířka resp. výška zkušebního tělesa [m] a

B – je její tloušťka [m].

Jednotlivé dimenze WST tělesa jsou naznačeny na schématu zkoušky na Obr. 1a.

2.2 Metoda přeurčitosti

Metoda, která se využívá při řešení soustavy rovnic vycházející z předpisu (2), se cizím názvem označuje jako over-deterministic method [24]. Český ekvivalent není zaveden a autoři používají termín metoda neurčitosti, příp. přeurčitostní metoda. Matematicky jde o metodu nejmenších čtverců a její podstatou je řešení soustavy $2k$ rovnic, kde k vyjadřuje počet vybraných uzlů kolem vrcholu trhliny, pro N zvolených členů mocninné řady. Ze znalosti komponentů vektoru posunu u a v v k vybraných uzlech MKP sítě (nejčastěji z konečně-prvkového řešení na běžně dostupném výpočtovém softwaru) a souřadnic těchto uzlů lze vyčíslovat rovnici (2) pro N členů řady tak, aby $N \leq 2k$. Řešením přeurčité soustavy rovnic (4) metodou nejmenších čtverců, schematicky zapsanou ve vztazích (5) a (6), získáme vektor koeficientů členů řady A_n (a tedy i jím odpovídajících tvarových funkcí g_n):

$$\{U\} = [F] \cdot \{A\} \tag{4}$$

$$[F]^T \cdot \{U\} = [F]^T \cdot [F] \cdot \{A\} \tag{5}$$

$$\{A\} = \left([F]^T \cdot [F]\right)^{-1} \cdot [F]^T \cdot \{U\} \tag{6}$$

kde:

$\{U\}$ – představuje vektor posunů u a v ve vybraných uzlech sítě,

$[F]$ – matici zahrnující geometrické funkce, závislé na polárních souřadnicích uzlů (viz rov. (2)),

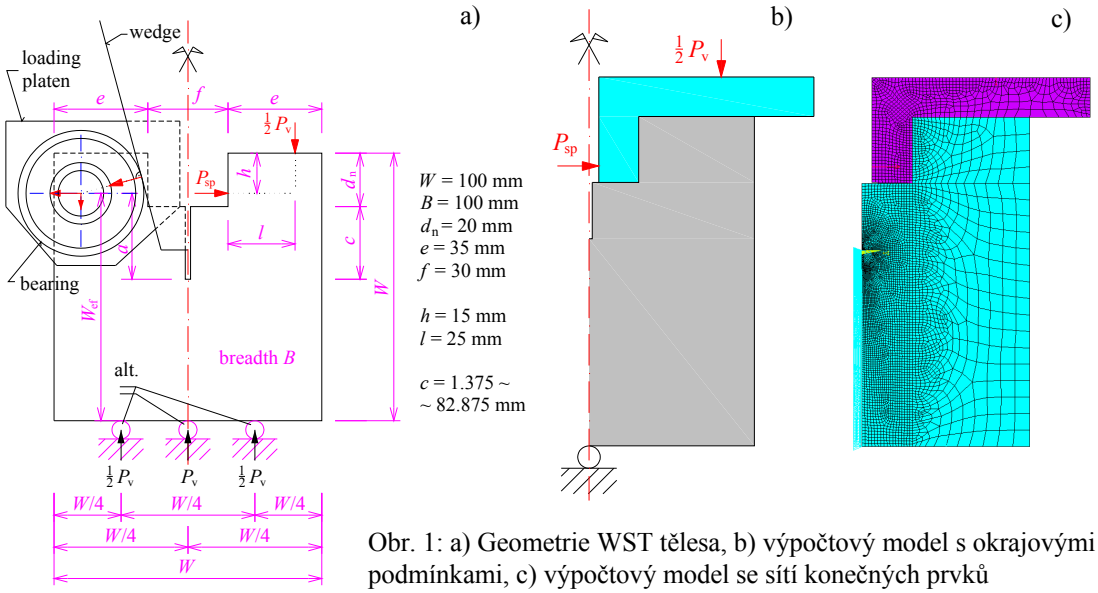
$\{A\}$ – vyjadřuje vektor hledaných koeficientů členů Williamsova rozvoje.

3 NUMERICKÁ ANALÝZA

3.1 Výpočtový model

Pro analýzu pole napětí a deformací byl vybrán výpočtový model zkušebního tělesa používaného pro test štípání klínem (WST, [28]). Jedná se o krychli o hraně 100 mm opatřenou drážkou a zářezem. Schéma zkoušky, geometrie tělesa a popis dílčích rozměrů je uveden na Obr. 1a. Byla uvažována konfigurace s jednou podporou (umístěnou ve středu dolní strany tělesa) a dvěma komponentami síly působící na ocelovou příložku (u reálného tělesa při působení klínu na rozevírající se příložky vznikají vodorovné síly a zároveň i svislé síly, viz Obr. 1b).

Výpočtový model byl vytvořen v MKP systému ANSYS [29]. Rozvíjející se trhlina (nulové šířky) byla simulována ponecháním stupňů volnosti uzlům na jejích lících a odebráním stupňů volnosti uzlům v oblasti ligamentu, a to na symetrické polovině modelu. MKP model byl vytvořen z osmiuzlových čtyřúhelníkových izoparametrických konečných prvků typu PLANE 82; vliv singularity na vrcholu trhliny byl zohledněn použitím trojúhelníkových trhlinových prvků s posunutým uzlem do 1/4 délky strany trojúhelníka (viz detaily na Obr. 2 vpravo). Použitým materiálovým modelem bylo elastické izotropní kontinuum, a to jak pro materiál zkušebního tělesa (beton, modul pružnosti $E = 35$ GPa, Poissonův součinitel $\nu = 0{,}2$), tak pro ocelové příložky ($E = 210$ GPa, $\nu = 0{,}3$).

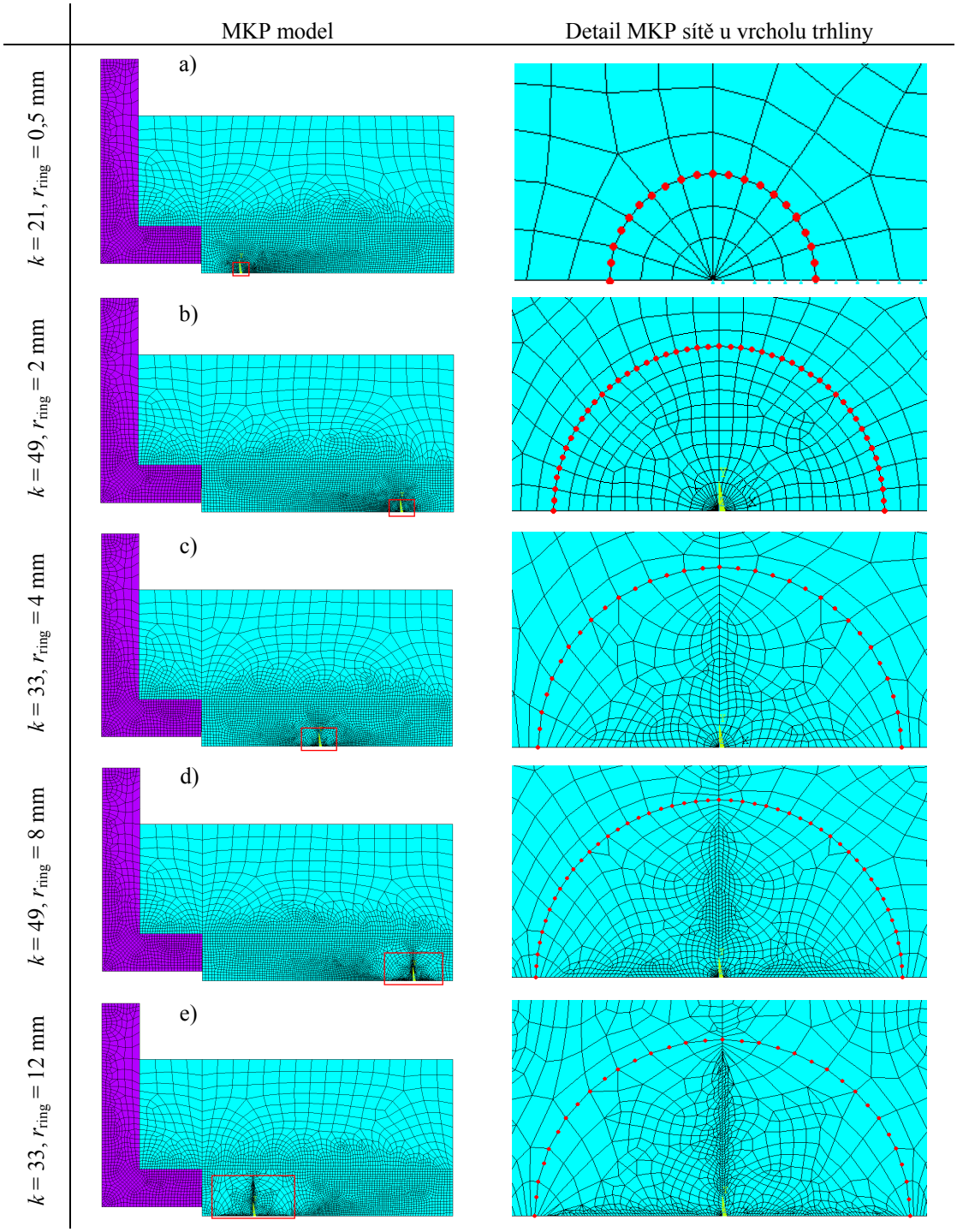


Obr. 1: a) Geometrie WST tělesa, b) výpočtový model s okrajovými podmínkami, c) výpočtový model se sítí konečných prvků

3.2 Varianty studie

Jak bylo uvedeno výše, pro výpočet hodnot tvarových funkcí g_n tělesa pro konkrétní relativní délku trhliny α (pomocí ODM) je nutné vhodně vybrat určitý počet uzlů MKP sítě. Pro účely numerické studie byly uvažovány různé varianty výběru uzlů – jak co do počtu, tak i co do vzdálenosti od kořene trhliny. Počet uzlů byl volen ve třech variantách (21, 33 a 49 uzlů, což odpovídá rozdělení oblasti v okolí vrcholu trhliny na 10, 16 a 24 stejných výsečí, viz Obr. 2). Vzdálenost od kořene trhliny (nebo také poloměr prstence pro výběr uzlů r_{ring}) byla uvažována o hodnotách 0.5, 2, 4, 8 a 12 mm, což při zvolené délce hrany krychle $W = 100$ mm vede na stejnou hodnotu v procentech rozměru zkušebního tělesa. Vybrané varianty modelů pro různé délky trhliny jsou znázorněny na Obr. 2 spolu s detaily MKP sítě u vrcholu trhliny a vyznačením monitorovaných uzlů sítě. Poznamenejme, že model byl v prostředí programu tvořen parametricky (pomocí makra) tak, aby bylo možné jej automaticky spouštět pro různé hodnoty délky trhliny a zapisovat spočtené výsledky do datového souboru. Pro některé zvolené parametry (zejména relativní vzdálenost prstence

od vrcholu trhliny větší než 4 %) lze pozorovat dosti nevhodný tvar MKP sítě související s tvorbou modelu. Nicméně ani u těchto variant nebyla programem hlášena iregularita sítě.



Obr. 2: Celkový pohled (vlevo) a detail sítě konečných prvků kolem vrcholu trhliny (vpravo) pro vybrané varianty výpočtu: a) 21 uzlů s poloměrem 0.5 mm, b) 49 uzlů s poloměrem 2 mm, c) 33 uzlů s poloměrem 4 mm, d) 49 uzlů s poloměrem 8 mm, c) 33 uzlů s poloměrem 12 mm

Poznamenejme, že zde používané absolutní vyjádření hodnoty poloměru prstence r_{ring} je nutné posuzovat v relaci s absolutní hodnotou délky hrany krychle W. Ekvivalentně by zde bylo možné také používat relativní délky poloměrů normované právě hodnotou W.

Využitým prostředím pro implementaci ODM byl program MathCAD, další vyhodnocení bylo provedeno v programu MS Excel.

4 DISKUZE VÝSLEDKŮ, ZÁVĚR

Vyhodnocení všech 15 možných variant shrnuje Tab. 1, která ukazuje nejvyšší index n tvarové funkce g_n, kterou lze ještě použít pro dostatečně přesnou aproximaci pole napětí a deformací.

Postup určení hodnoty tohoto indexu ilustrujme pomocí porovnání Obr. 3 a 4, kde jsou srovnávány průběhy tvarových funkcí g_n v závislosti na relativní délce trhliny α pro všechny uvažované varianty počtu vybraných uzlů a jejich vzdálenosti od vrcholu trhliny − hladký průběh křivky reprezentuje dostatečně přesný výsledek varianty výběru uzlů; zato prudké změny průběhu křivek ukazují na výraznou relativní chybu oproti jiným variantám. Obr. 3 ilustruje průběh tvarové funkce g_4 pro všechny zmíněné konfigurace. Je zde vidět, že všechny tvoří „hladkou“ křivku – pro analýzu pole napětí a deformací tělesa (s využitím prvních čtyř tvarových funkcí/členů Williamsova rozvoje) můžeme tedy použít jakoukoliv z patnácti uvažovaných variant. Naopak, na Obr. 4 si lze povšimnout výrazných fluktuací křivek u tvarových funkcí, které všechny mají vzdálenost výběru uzlů $r_{ring} = 0.5$ mm. Obr. 5 a 6 pak zobrazují jen ty funkce, které mají hladký průběh (ostatní nevhodné varianty jsou vynechány). Takovým způsobem byl zvolen nejvyšší index dostatečně přesné tvarové funkce pro Tab. 1.

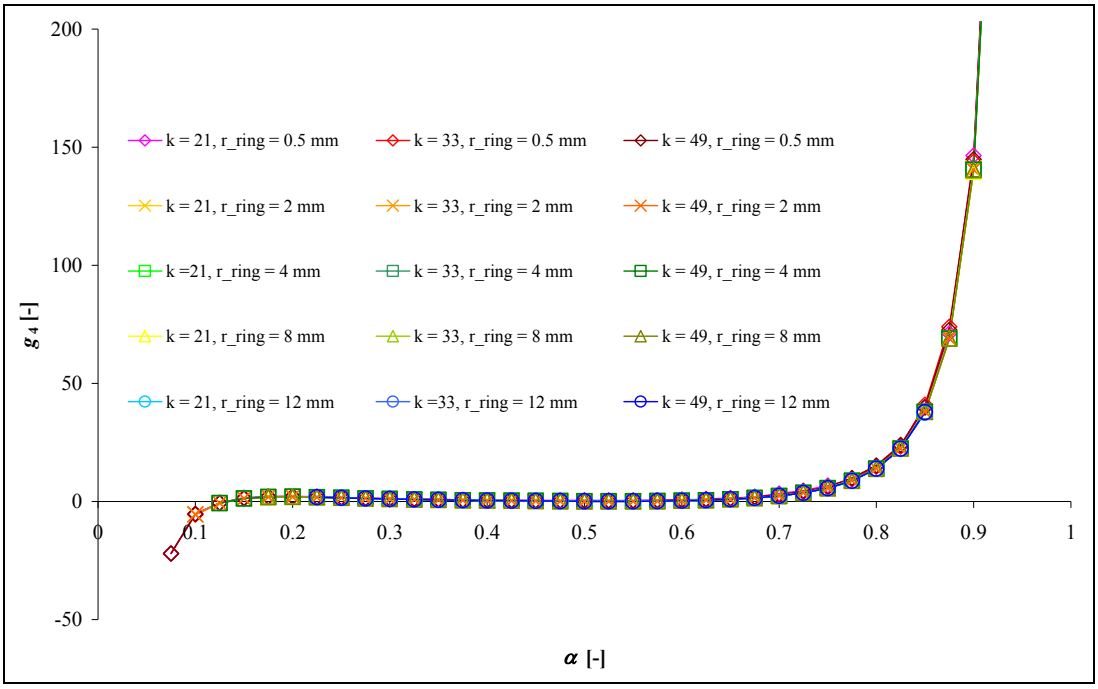
Určení dostatečné přesnosti aproximace je tedy založeno pouze na vizuální kontrole průběhu funkce. Při dosavadních analýzách zpracovávaného výzkumného úkolu se však tato technika osvědčila, naopak „objektivní“ kritéria založená na posouzení přesnosti z nějakého typu normalizovaného vyjádření selhávají vzhledem k velkému gradientu funkcí u okrajů intervalu definičního oboru (znemožňuje normování absolutní hodnotou), případně velmi nízkým hodnotám funkcí v některých bodech definičního oboru (pro hodnoty funkcí blížících se k nule − znemožňuje relativní normování).

Tab. 1: Nejvyšší index n dostatečně přesné tvarové funkce pro různé varianty výběru uzlů

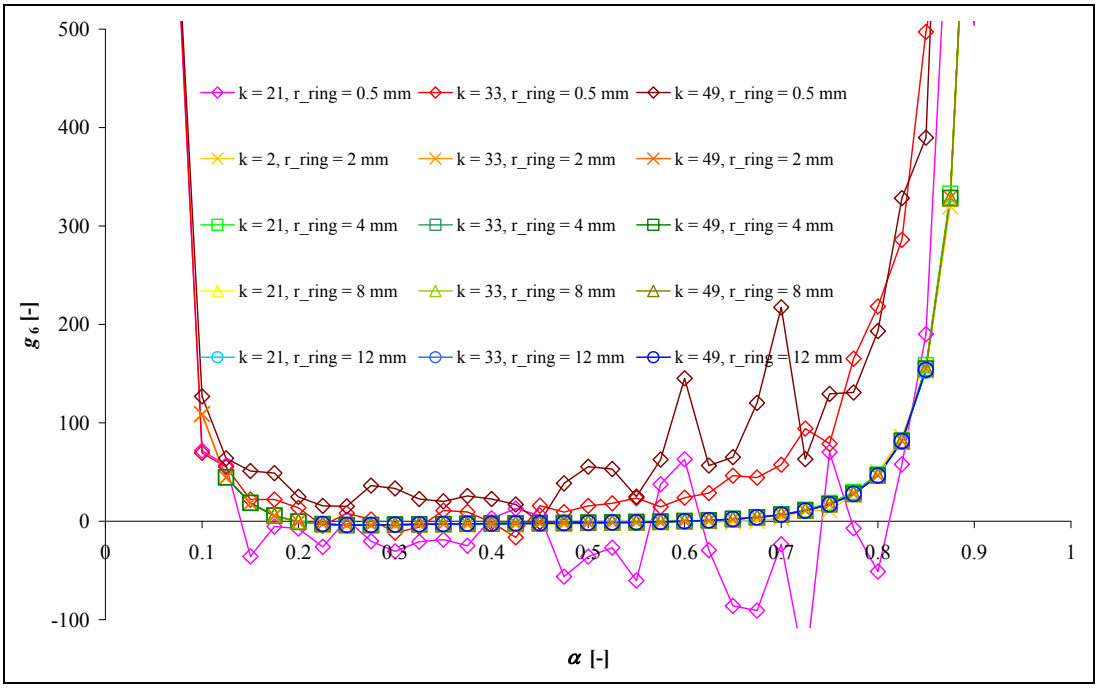
$k \setminus r_{ring}$	0.5 mm	2 mm	4 mm	8 mm	12 mm
21	4	5	7	8	9
33	4	6	8	9	10
49	4	7	9	10	-

Z porovnání grafů na uvedených obrázcích je zřejmé, že se zvyšujícím se počtem vybraných uzlů k se zpřesňují požadované tvarové funkce koeficientů vyšších členů řady. Je to tím markantnější, čím větší vzdálenost r_{ring} od kořene trhliny použijeme. Jinými slovy, se zvyšujícím se indexem nejvyššího uvažovaného členu řady n (při požadavku zachování dostatečné přesnosti) je nutné brát do úvahy výsledky pro varianty s větším počet uzlů k, ale zejména pro varianty s větší vzdáleností r_{ring} místa pro jejich výběr od čela trhliny.

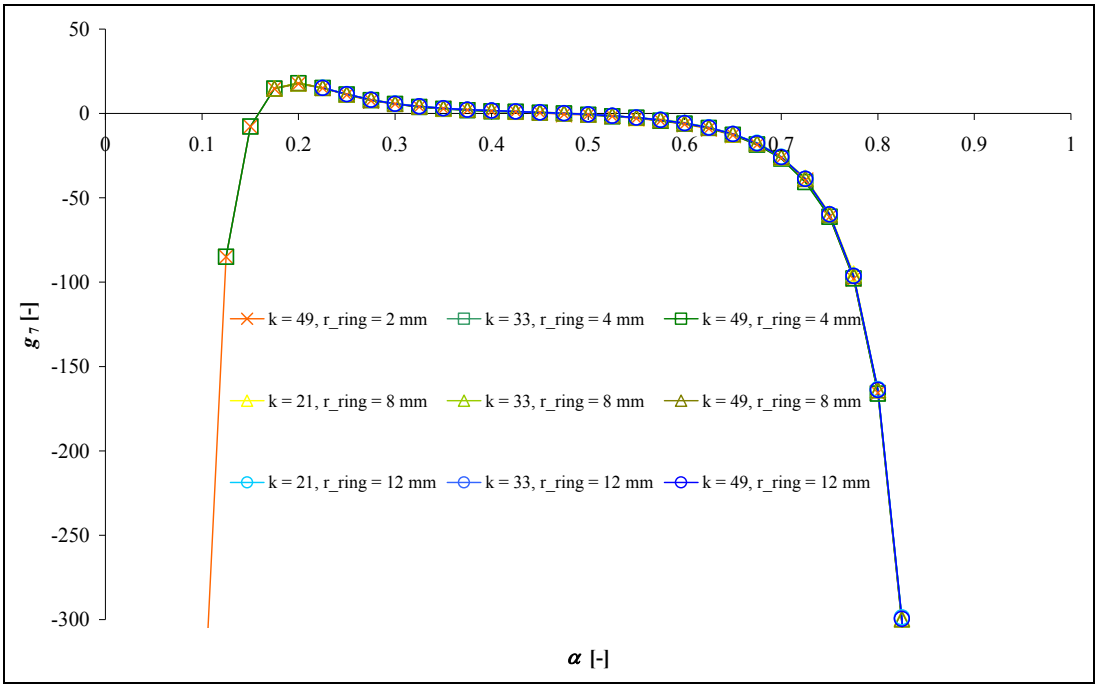
Nevýhodou výběru uzlů z větší vzdálenosti je však limitovaný rozsah relativní délky trhliny pro vyhodnocené tvarové funkce. Vzhledem ke způsobu tvorby MKP sítě v okolí kořene trhliny (půlkruhová oblast, z jejíž hranice se vybírají uzly pro ODM) tak nezískáme hodnoty tvarových funkcí pro velmi krátké a velmi dlouhé trhliny (viz Obr. 2d a 2e). Tuto nevýhodu, podle názoru autorů, bude možné odstranit vytvořením procedury umožňující výběr uzlů z flexibilněji definované oblasti. V prostředí použitého výpočtového MKP programu ANSYS bude definována technika výběru uzlů zohledňující délku trhliny/ligamentu (tj. vzdálenosti čela trhliny od přední resp. zadní strany tělesa), případně dalších volných okrajů tělesa. Bude vyšetřována i možnost vylepšení výsledků prostřednictvím uvážení více vrstev uzlů. Tato procedura je v současnosti vyvíjena.



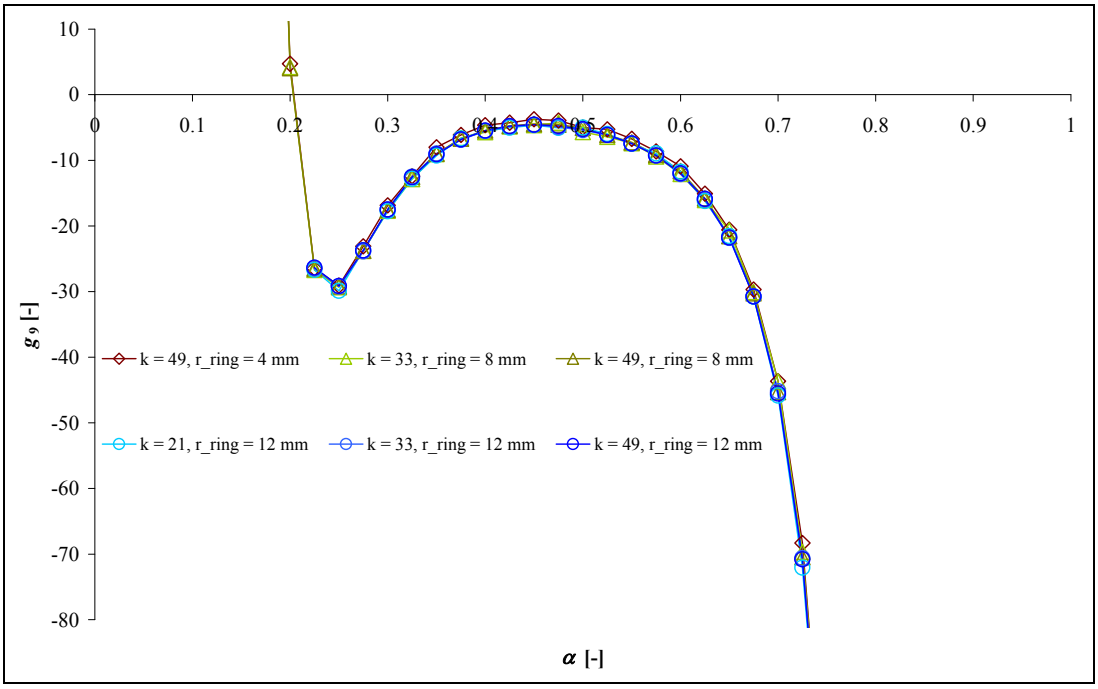
Obr. 3: Průběh tvarové funkce g_4 pro všechny uvažované varianty výběru uzlů



Obr. 4: Průběh tvarové funkce g_6 pro všechny uvažované varianty výběru uzlů



Obr. 5: Průběh tvarové funkce g_7 pro dostatečně přesné varianty výběru uzlů



Obr. 6: Průběh tvarové funkce g_9 pro dostatečně přesné varianty výběru uzlů

Relevantnost dosažených výsledků bude dále zkoumána při použití alternativních postupů tvorby sítě, zejména v blízkém okolí vrcholu trhliny. Poznamenejme, že použití ODM pro určování koeficientů vyšších členů Williamsovy mocninné řady pro aproximaci polí napětí a deformací v tělese s trhlinou je nutné hlouběji prozkoumat, zejména s ohledem na přesnost koeficientů členů

s vysokými indexy (např. n > 10) a nutnost/vhodnost jejich použití při analytické rekonstrukci těchto polí pro odhad rozsahu zóny porušení. Analýza rekonstruovaných polí napětí s jejich srovnáním s numerickým řešením je v současnosti zpracovávána a připravována k publikaci.

PODĚKOVÁNÍ

Příspěvek byl realizován v rámci juniorského specifického vysokoškolského výzkumu na VUT v Brně, projekt registrován na VUT pod č. FAST-J-12-3, a za finančního přispění Grantové agentury ČR, projekt P105/12/P417.

LITERATURA

[1] KARIHALOO, B.L. *Fracture mechanics and structural concrete*. New York: Longman Scientific & Technical, 1995.

[2] SHAH, S. P., SWARTZ, S.E., OUYANG, C. *Fracture mechanics of structural concrete: applications of fracture mechanics to concrete, rock, and other quasi-brittle materials.* New York: John Wiley & Sons, 1995.

[3] van MIER, J.G.M. *Fracture processes of concrete: assessment of material parameters for fracture models*. Boca Raton: CRC Press, 1997.

[4] BAŽANT, Z.P., PLANAS, J. *Fracture and size effect in concrete and other quasi-brittle materials*. Boca Raton: CRC Press, 1998.

[5] BAŽANT, Z.P. Analysis of work-of-fracture method for measuring fracture energy of concrete. *ASCE Journal of Engineering Mechanics*. 1996, 122(2), pp. 138-144.

[6] HU, X-Z. & DUAN, K. Influence of fracture process zone height on fracture energy of concrete. *Cement and Concrete Research*. 2004, 34, pp. 1321-1330.

[7] DUAN, K., HU, X-Z. & WITTMANN, FH. Size effect on specific fracture energy of concrete. *Engineering Fracture Mechanics*. 2007, 74, pp. 87-96.

[8] VESELÝ,V. & FRANTÍK, P. Reconstruction of a fracture process zone during tensile failure of quasi-brittle materials. *Applied and Computational Mechanics*. 2010, 4, pp. 237-250.

[9] FRANTÍK, P., VESELÝ, V. & KERŠNER, Z. Parallelization of lattice modelling for estimation of fracture process zone extent in cementitious composites. Under review in *Advances in Engineering Software*, expected in 2012

[10] SHAH, S.P. Experimental methods for determining fracture process zone and fracture parameters. *Engineering Fracture Mechanics*. 1990, 35, pp. 3-14.

[11] MIHASHI, H., NOMURA, N. Correlation between characteristics of fracture process zone and tension-softening properties of concrete. *Nuclear Engineering and Design*. 1996, 165, pp. 359-376.

[12] LANDIS, E. Micro-macro fracture relationships and acoustic emissions in concrete. *Construction and Building Materials*. 1999, 13, pp. 65-72.

[13] OTSUKA, K. & DATE, H. Fracture process zone in concrete tension specimen. *Engineering Fracture Mechanics*. 2000, 65, pp. 111-131.

[14] MURALIDHARA, S., RAGHU PRASAD, B.K., ESKANDARI, H. & KARIHALOO, B.L. Fracture process zone size and true fracture energy of concrete using acoustic emission. *Construction and Building Materials*. 2010, 24, pp. 479-486.

[15] VIDYA SAGAR, R., RAGHU PRASAD, B.K. & KARIHALOO B.L. Verification of the applicability of lattice model to concrete fracture by AE study. *International Journal of Fracture*. 2010, 161, pp. 121-129.

[16] ELIÁŠ, J. & BAŽANT, Z.P. Fracturing in concrete via lattice-particle model. In: *2nd International Conference on Particle-based Methods − Fundamentals and Applications (PARTICLES 2011)*, 26–28 October 2011, Barcelona, Spain. E. Oñate and D.R.J. Owen (Eds).

Barcelona: International Center for Numerical Methods in Engineering (CIMNE), 2011, pp. 306-317.

[17] GRASSL, P. & JIRÁSEK, M. Meso-scale approach to modelling the fracture process zone of concrete subjected to uniaxial tension. *International Journal of Solids and Structures.* 2010 47, pp. 957-968.

[18] GRASSL, P., GRÉGOIRE, D., SOLANO, L.R. & PIJAUDIER-CABOT, G. Meso-scale modelling of the size effect on the fracture process zone of concrete. *Cond-mat.mtrl-sci*. arXiv:1107.2311v1, 2012.

[19] VESELÝ, V., ŠESTÁKOVÁ, L. & SEITL, S. Influence of boundary conditions on higher order terms of near-crack-tip stress field in a WST specimen. *Key Engineering Materials.* 2012, 488-489, pp. 399-402. *doi:10.4028/www.scientific.net/KEM.488-489.399*

[20] SOBEK, J., VESELÝ, V., SEITL, S. & ŠESTÁKOVÁ, L.. Study on determination of accurate approximation of near-crack-tip stress and displacement fields in cracked bodies. In: *Book of extended abstracts of conference Computational Mechanics 2011* (CD), 7–9 November 2011 Pilsen. V. Adámek, M. Zajíček (Eds.). Pilsen: University of West Bohemia, 2011, 2 p., ISBN 978-80-261-0027-0.

[21] ŠESTÁKOVÁ, L. Mixed-mode higher-order terms coefficients estimated using the over-deterministic method. In: *Proceedings of 18th International Conference Engineering Mechanics*, Svratka, 14–17 May 2012. J. Náprstek & C. Fischer (Eds). Prague: Institute of Theoretical and Applied Mechanics, Academy of Science of the Czech Republic, v.v.i., pp.1301-1307.

[22] VESELÝ, V., SOBEK, J., ŠESTÁKOVÁ, L. & SEITL, S. Accurate description of near-crack-tip fields for the estimation of inelastic zone extent in quasi-brittle materials. *Key Engineering Materials*. 2013, 525-526, pp. 529-532. *doi:10.4028/www.scientific.net/KEM.525-526.529*

[23] ŠESTÁKOVÁ, L. How to enhance efficiency and accuracy of the over-deterministic method used for determination of the coefficients of the higher-order terms in Williams expansion. Under review in *Applied Mechanics and Materials*, expected in 2013.

[24] AYATOLLAHI, M.R. & NEJATI, M.. An over-deterministic method for calculation of coefficients of crack tip asymptotic field from finite element analysis. *Fatigue & Fracture of Engineering Materials and Structures.* 2010, 34, pp. 159-176.

[25] WILLIAMS, M.L. On the stress distribution at the base of a stationary crack. *ASME Journal of Applied Mechanics* 1957, 24, pp. 109-114.

[26] KARIHALOO, B.L., ABDALLA, H.M. & XIAO, Q.Z. Coefficients of the crack tip asymptotic field for wedge-splitting specimens. *Engineering Fracture Mechanics.* 2003, 70, pp. 2407-2420.

[27] KNÉSL, Z. & BEDNÁŘ, K. *Dvouparametrová lomová mechanika: výpočet parametrů a jejich hodnoty*. Brno: Ústav fyziky materiálů AV ČR v. v. i., 1998.

[28] LINSBAUER, H.N. & TSCHEG, E.K. Fracture energy determination of concrete with cube-shaped specimens. *Zement und Beton*. 1986, 31, pp. 38-40.

[29] ANSYS Documentation. Version 11.0, Swanson Analysis System, Inc., Houston, Pennsylvania, 2007.

Oponentní posudek vypracoval:

Doc. Ing. Luboš Náhlík, Ph.D., Ústav fyziky materiálů AV ČR, v. v. i.

Ing. Daniel Vavřík, Ph.D., Ústav teoretické a aplikované mechaniky AV ČR, v. v. i.

Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské - Technické univerzity Ostrava
číslo 2, rok 2012, ročník XII, řada stavební
článek č. 44

Miroslav SÝKORA[1] and Milan HOLICKÝ[2]

ASSESSMENT OF THE MODEL UNCERTAINTY IN SHEAR RESISTANCE OF REINFORCED CONCRETE BEAMS WITHOUT SHEAR REINFORCEMENT

HODNOCENÍ MODELOVÉ NEJISTOTY PRO SMYKOVOU ODOLNOST ŽELEZOBETONOVÝCH NOSNÍKŮ BEZ SMYKOVÉ VÝZTUŽE

Abstract

The paper is focused on the model uncertainty related to shear resistance of reinforced concrete beams without special shear reinforcement considering available test results. Variation of the model uncertainty with basic variables is analysed and significant variables are identified for the section-oriented formula provided in EN 1992-1-1. Proposed probabilistic description of the model uncertainty consists of the lognormal distribution having the coefficient of variation of 0.15 and the mean value varying from 0.9 to 1.05 for beams with light to heavy longitudinal reinforcement.

Keywords

Model uncertainty, shear resistance, reinforced concrete structures.

Abstrakt

Článek se zaměřuje na stanovení modelové nejistoty smykové odolnosti železobetonových nosníků bez smykové výztuže s využitím dostupných experimentálních měření. Analyzuje se vliv základních veličin na modelovou nejistotu pro smykovou odolnost stanovenou podle EN 1992-1-1. Ukazuje se, že modelovou nejistotu lze popsat lognormálním rozdělením s variačním koeficientem 0.15 a průměrnou hodnotou pohybující se mezi 0.9 a 1.05 pro nosníky s nízkým až vysokým stupněm podélného vyztužení.

Klíčová slova

Modelová nejistota, smyková odolnost, železobetonové konstrukce.

1 INTRODUCTION

Previous studies [1-4] indicated that structural resistances can be predicted by appropriate modelling of material properties, geometry variables and uncertainties associated with an applied model. The effect of variability of materials and geometry is relatively well understood and has been extensively investigated. However, improvements in the description of model uncertainties are still needed [4].

For reinforced concrete structures flexural resistances are predicted with reasonable accuracy while accurate prediction of the shear resistances is difficult due to the uncertainties in the shear transfer mechanism, particularly after initiation of cracks [5]. The submitted study is therefore aimed at the model uncertainties of the shear resistance of beams without special shear reinforcement such as stirrups or inclined bars (hereafter referred to as “shear reinforcement” to simplify the text).

[1] Ing. Miroslav Sýkora, Ph.D., Department of Structural Reliability, Klokner Institute, CTU in Prague, Šolínova 7, 166 08 Prague 6, tel.: (+420) 224 353 850, e-mail: miroslav.sykora@klok.cvut.cz.

[2] Prof. Ing. Milan Holický, PhD., DrSc., Department of Structural Reliability, Klokner Institute, CTU in Prague, Šolínova 7, 166 08 Prague 6, tel.: (+420) 224 353 842, e-mail: milan.holicky@klok.cvut.cz.

Although members without shear reinforcement where shear failure is likely are not common in practice, adequate reliability needs to be assured since their failure is brittle and sudden. For members with shear reinforcement sudden failure is prevented by the reinforcement [6]. The shear behaviour of reinforced concrete members with shear reinforcement is considerably different from that without such reinforcement. However, even in the case of designing a member with shear reinforcement, it is essential to accurately assess the shear strength of a member without shear reinforcement. This is because shear design provisions usually require assessment of the shear capacity without shear reinforcement in order to check whether additional reinforcement is necessary or not [5].

EN 1992-1-1 [7] allows members without shear reinforcement to be used for slabs and members of minor importance such as lintels with a span length less than 2 m. The relationship for shear resistance of such members in the Code has been calibrated against extensive database of shear tests [8]. Background documents of the CEN/TC 250 Horizontal Group – Bridges indicate that EN 1992-1-1 [7] requires shear reinforcement in some cases where it was not previously needed. Analysis of the EN resistance model for structural members without shear reinforcement thus seems to be desired.

The present paper is an extension of a recent contribution [9]. In the paper probabilistic description of the model uncertainties is investigated. The model uncertainty factor is derived using the design value method to facilitate operational applications of the partial factor methods.

2 DEFINITIONS OF THE MODEL UNCERTAINTIES

According to [10] the model uncertainty is generally a random variable accounting for effects neglected in the models and simplifications in the mathematical relations. The model uncertainties can be related to:

- Resistance models (based on structural mechanics, constitutive laws),
- Models for action effects (assessment of load effects and their combinations).

This study is fully focused on the uncertainties related to resistance models of reinforced concrete structures. It is assumed that the uncertainty of actions can be treated separately.

The uncertainty of a resistance model θ should cover the following aspects (if relevant):

- Simplifications of known physical principles in an applied model (θ_S),
- Approximations inherent to numerical methods and influence of different interpretations of complex software tools (θ_A).

The uncertainty θ_S is related to the selection of a resistance model (e.g. application of the Finite Element Methods (FEM) compared with simplified engineering formulas) and possibly shortcomings of the whole profession (imprecision of the most suitable available model). In many cases this type of uncertainty can hardly be reduced. On the contrary the uncertainty θ_A is often reducible (or can be eliminated) using finer mesh in FE computations and particularly by quality control (independent checks, consultations with experts on modelling etc.).

Commonly variability of material properties and possibly related statistical uncertainty are included in relevant models for material properties. In general the model uncertainty can be obtained from comparisons of physical tests and model results. A great care should be taken to define correctly test conditions and evaluate test results. It should be always assured that a specimen fails in an investigated failure mode. For instance when the model uncertainty in shear is investigated, beams failed in bending should be excluded from the assessment. Accuracy of tests (related to the test method and execution of an individual test) is commonly accounted for by a measurement error ε.

Relationships among tests, models, related uncertainties θ_i and the measurement error ε are indicated in Fig. 1 with examples of influences to be considered.

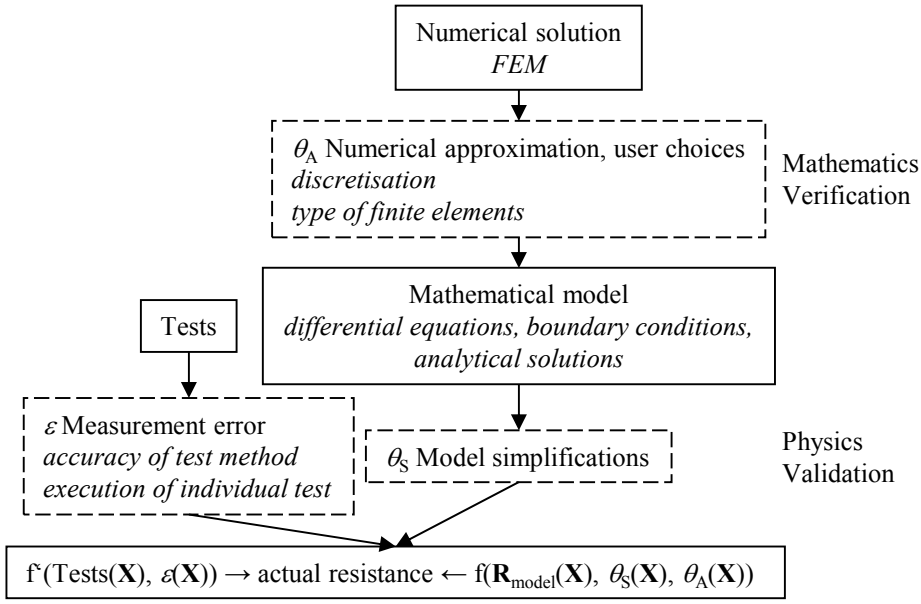


Fig. 1: Relationships among tests, models, related uncertainties and the measurement error

In Fig. 1 terminology used in [11,12] is accepted and thus:

- Validation denotes the process of determining if a mathematical model of a physical event represents the actual physical event with sufficient accuracy ("validation deals with physics"),
- Verification is the process of determining if a computational model obtained by discretizing a mathematical model of a physical event and the code implementing the computational model can be used to represent the mathematical model of the event with sufficient accuracy ("verification deals with mathematics").

It is emphasised that the presented overview of factors affecting the model uncertainty is simplified; advanced general concept of the model uncertainty is provided in [13].

The present study is focused on the assessment of model uncertainties related to a simple model for shear resistance provided in EN 1992-1-1 [7] for which the model uncertainty θ_A is assumed to be irrelevant. Moreover, variability of the measurement error ε is assumed to be negligible. For convenience of the notation the model uncertainty due to model simplifications is hereafter referred to as θ.

In the JCSS Probabilistic Model Code [10] the following definitions of the model uncertainty θ based on different relationships between the response of a structure (actual resistance) R and a model resistance R_{model} (estimate of the resistance based on a numerical model or analytical expression) are proposed:

$$R = \theta R_{model}(\mathbf{X}) \tag{1}$$

or

$$R = \theta + R_{model}(\mathbf{X}) \tag{2}$$

or a combination of both; $\mathbf{X}^T = (X_1,\ldots, X_m)$ is the vector of basic variables X_i. In this paper the model uncertainty is assumed to be a random variable θ. However, in more advanced analyses it may be represented by functions of several auxiliary random variables $\boldsymbol{\theta}$ and basic variables $\mathbf{X}$ involved in the model resistance [5].

It is difficult to specify general conditions under which Eq. (1) or (2) becomes preferable since the choice always depends on task-specific conditions. Current practice indicates that the

multiplicative definition in Eq. (1) is widely applied to the model uncertainties while the additive relationship in Eq. (2) is used to account for systematic measurement errors.

From a purely statistical point of view the multiplicative relationship is more appropriate when the structural resistance R and the model resistance $R_{model}(\cdot)$ are described by lognormal distributions since the model uncertainty θ is likewise lognormally distributed and its statistical characteristics can be readily derived. Similarly, the additive formula becomes preferable when normal distributions are relevant. It is worth noting that Eq. (1) can be transformed to Eq. (2) using the logarithmic transformation:

$$\ln R = \ln \theta + \ln[R_{model}(X_1, \ldots, X_m)] \tag{3}$$

The model uncertainty θ in general depends on basic variables $\mathbf{X}$. Influence of individual variables on θ can be assessed by a regression analysis as described e.g. in [14]. It is also indicated that the model describes well the essential dependency between R and $\mathbf{X}$ only if the model uncertainty:

- Has either a suitably small coefficient of variation (how small is the question of the practical importance of the accuracy of the model) or
- Is statistically independent of the basic variables $\mathbf{X}$.

The model uncertainty should be always clearly associated with an assumed resistance model. It may also be important to define ranges of the input parameters $\mathbf{X}$ for which the accepted model uncertainty is valid. Such intervals should be established on the basis of:

- admissible ranges of $\mathbf{X}$ for the model under investigation (for instance limits on reinforcement ratio) and
- simplifications in modelling of θ (for instance when θ is considered independent of X_i, but only for some restricted interval of the basic variable).

3 UNCERTAINTIES RELATED TO THE MODEL PROVIDED IN EN 1992-1-1

3.1 Model in EN 1992-1-1

In this section uncertainties related to the basic resistance model provided in EN 1992-1-1 [7] for beams without shear reinforcement are considered:

$$R_{model}(\mathbf{X}) = \max[0.18k(100\rho_l f_c)^{1/3} b_w d;\quad 0.035k^{3/2} f_c^{1/2} b_w d] \tag{4}$$

where:

$k = \min[1 + \sqrt{(200\ \text{mm} / d)};\ 2.0]$

Notation of the basic variables is provided in Tab. 1. No axial compressive force is considered and neither the partial factor γ_C nor the characteristic value of f_c is applied in Eq. (4).

3.2 Database of experimental results

Researchers at the University of Stellenbosch collected a database of 184 tests of beams without shear reinforcement [15]. Overview of the experimental data is given in Tab. 1. The database covers a wide range of beams with low to medium concrete strengths; and small, ordinary and large effective depths. Lightly, moderately and heavily reinforced beams are included. The shear span-to-depth ratio a/d exceeds 2.9 for all the beams to exclude deep beam and shear bond failures [16].

It is worth noting that the database contains:

- three specimens with the longitudinal reinforcement of yield strength f_y = 999 MPa and
- five specimens with the longitudinal reinforcement of f_y = 1780 MPa.

Tab. 1: Scatter of variables included in the database and parameters describing their influence on θ

Variable	Min.	Max.	ρ	R^2
b_w (mm) – smallest width of a cross-section in the tensile area	100	1000	-0.30	0.09
h (mm) – height	125	1250	-0.29	0.08
d (mm) – effective depth	110	1200	-0.30	0.09
a/d – shear span-to-depth ratio	2.95	8.03	-0.23	0.05
agg (mm) – aggregate size	6.4	38	-0.22	0.05
f_c (MPa) – concrete compressive strength	14.7	45.7	0.23	0.05
A_{sl} (mm^2) – area of the tensile reinforcement	199	7000	-0.12	0.01
$\rho_l = 100 \times A_{sl} / (b_w d) \leq 2$ (%) – longitudinal reinforcement ratio	0.42	4.73	0.45	0.20
f_y (MPa) – yield strength	276	1780*	-0.26	0.07
V_u (kN) – shear force at failure	19.5	392	-	-
$\rho_l f_y$ (MPa)	2.24	16.62	0.43	0.18

* 800 MPa after exclusion of specimens with high f_y (see below)

Histogram of yield strengths in the whole database is shown in Fig. 2. Annex C of EN 1992-1-1 [7] states that the design rules of Eurocode are valid when reinforcing steel of the characteristic yield strength f_{yk} between 400 to 600 MPa is used. Therefore, particularly values of f_y mentioned above seem to be high and the eight specimens are excluded from the database. Since the yield strength is not included in Eq. (4), the other specimens for which f_y is less significantly beyond the limits remain included in the database for a statistical evaluation of the model uncertainty.

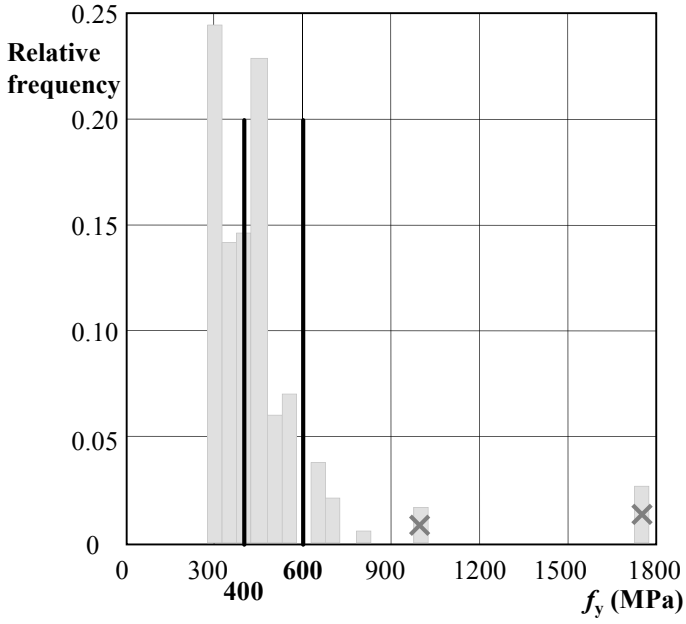


Fig. 2: Histogram of f_y for the whole database

3.3 Statistical evaluation of the model uncertainty

For each experiment the model resistance is assessed from Eq. (4) and the model uncertainty from Eq. (1). Note that the first term in Eq. (4) is decisive for all the specimens. Obtained sample statistical characteristics of θ for the whole database (mean m, coefficient of variation v, skewness w) are given in Tab. 2.

Tab. 2: Sample characteristics of the model uncertainty

Description of the sample	m	v	w
Whole database, $n = 176$	1.00	0.14	0.72
Whole database without the outliers, $n = 174$	1.00	0.13	0.15
Lightly reinforced beams ($0.14 \leq \rho_l \leq 1$ %), $n = 27$	0.89	0.13	0.60
Moderately reinforced beams ($1 < \rho_l \leq 2$ %), $n = 63$	0.98	0.12	-0.15
Heavily reinforced beams ($2 < \rho_l \leq 4.73$ %), $n = 86$	1.05	0.13	1.21
Heavily reinforced beams without the outliers, $n = 84$	1.04	0.11	0.45

The ratio of skewness and coefficient of variation indicates that a two-parameter lognormal distribution (having the skewness $w = 3v + v^3$) is an appropriate probabilistic model for θ which is in agreement with common assumptions [10].

Previous study [6] reported influence of d and ρ_l on the model uncertainty. A simple sensitivity analysis as proposed in [15] is conducted for the present database. Trends in θ with a basic variable are assessed using:

- The correlation coefficient ρ (correlation between θ and X_i), and
- The coefficient of determination R^2, a measure of the linear relationship between θ and X_i [17].

Results are provided in Tab. 1. A combination of strong ρ (say, $|\rho| > 0.5$) and strong R^2 (say, $R^2 > 0.5$) indicates a significant linear relationship between θ and X whereas strong correlation with relatively weak R^2 suggests a non-linear relationship. The results in Tab. 1 reveal weak to moderately weak correlations of all the shear parameters with θ; the most influential parameter is ρ_l ($\rho = 0.45$; $R^2 = 0.20$).

A multiple linear regression with all the shear parameters yields $R^2 = 0.49$ and somewhat improves the model of θ. However, the model uncertainty as a function of 10 variables is impractical. Therefore, the influence of the longitudinal reinforcement ratio on θ is considered hereafter only. Fig. 3 shows the histogram of ρ_l for the whole database; limits for lightly, moderately and heavily reinforced beams are accepted from [5]. It appears that the database contains a sufficient number of the test results for each amount of reinforcement. Sample sizes are $n = 27$, 63 and 86 for lightly, moderately and heavily reinforced beams, respectively.

Fig. 4 shows variation of the model uncertainty with ρ_l. The model uncertainty clearly increases with an increasing reinforcement ratio and its differentiation with respect to ρ_l is thus proposed. Sample characteristics of θ for the different levels of reinforcement are provided in Tab. 2. It follows that the mean depends on ρ_l while the coefficient of variation can be considered independent of ρ_l. The skewness for the three data groups significantly differs.

Statistical testing of outliers is conducted to exclude measurements obtained under significantly different conditions or affected by errors. For each data group Grubb's test at a significance level of 0.05 [17] is performed. Two outliers are identified and excluded from the data for the heavily reinforced beams (see Fig. 4). Sample characteristics of the model uncertainty derived from the whole database and from data available for heavily reinforced beams without the outliers are provided in Tab 2. The exclusion of the outliers leads to a remarkable reduction of the sample skewness while the means and coefficients of variation are affected insignificantly.

Note that the characteristics of the model uncertainty can be alternatively assessed using the procedure for statistical determination of resistance models given in Annex D of EN 1990 [18]. It is foreseen that application of this procedure would yield similar results as obtained in this study.

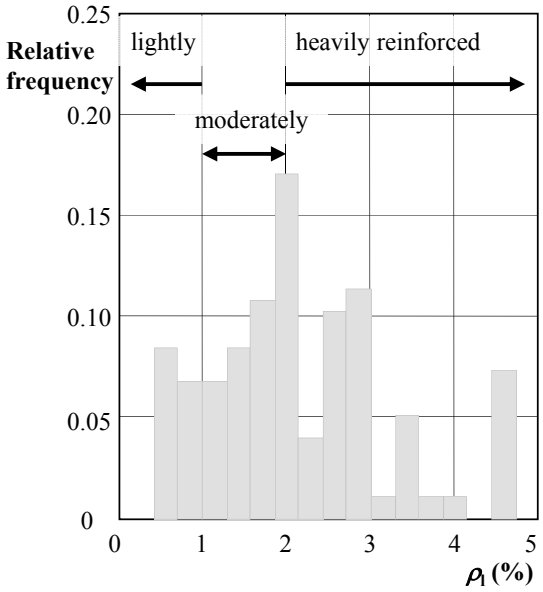


Fig. 3: Histogram of ρ_l for the whole database

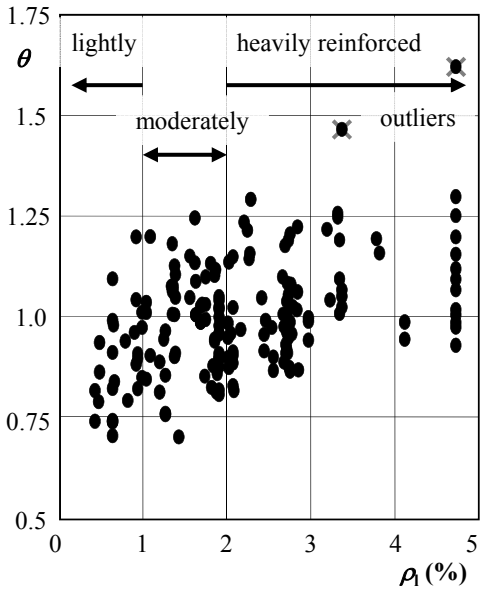


Fig. 4: Variation of θ with ρ_l for the whole database

4 MODEL UNCERTAINTY FACTOR FOR DETERMINISTIC RELIABILITY VERIFICATIONS

For deterministic reliability verifications EN 1990 [18] introduces the partial factor γ_{Rd} to describe the uncertainty associated with the resistance model ("design value of the model uncertainty"). Fig. 5 illustrates the relationship between the probabilistic distribution of θ and factor γ_{Rd}. As an example the lognormal distribution (mean $\mu_\theta = 1$ and coefficient of variation $V_\theta = 0.15$) and the relevant model uncertainty factor $\gamma_{Rd} = 1.20$ obtained from Eq. (6) (see text below) are shown.

The model uncertainty factor γ_{Rd} for reinforced concrete structures can be obtained as a product of [19]:

$$\gamma_{Rd} = \gamma_{Rd1}\, \gamma_{Rd2} \tag{5}$$

where:

γ_{Rd1} - denotes the partial factor accounting for model uncertainty,

γ_{Rd2} - partial factor accounting for geometrical uncertainties.

EN 1992-1-1 [7] provides no specific recommendations concerning model uncertainties. EN 1992-2 [20] introduces the global safety format for a nonlinear analysis with the recommended model uncertainty factor of 1.06. However, it has been shown [4] that such a factor is rather low and should be increased in most cases depending on relevant failure mode (bending, shear, compression).

$\gamma_{Rd1} = 1.05$ for concrete strength and $\gamma_{Rd1} = 1.025$ for reinforcement may be assumed in common cases [19]. However, larger model uncertainty needs to be considered for punching shear in the case when concrete crushing is governing. A value of $\gamma_{Rd2} = 1.05$ may be assumed for geometrical uncertainties of the concrete section size or reinforcement position. When relevant measurements of an existing structure indicate insignificant variability of geometrical properties, $\gamma_{Rd2} = 1.0$ may be considered.

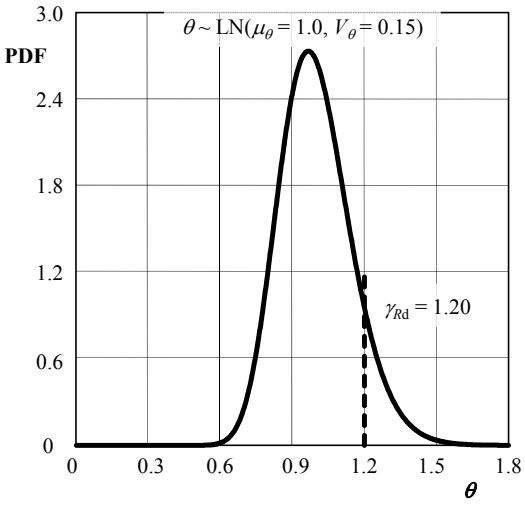


Fig. 5: PDF of θ and γ_{Rd}

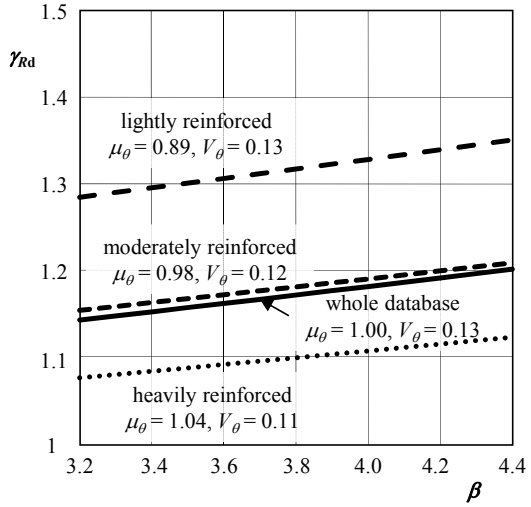


Fig. 6: Variation of γ_{Rd} with β for $\alpha_R = 0.32$

Alternatively, the partial factor γ_{Rd} can be obtained from the following relationship based on a lognormal distribution:

$$\gamma_{Rd} = 1 / [\mu_\theta \exp(-\alpha_R \beta V_\theta)] \tag{6}$$

where:

α_R - denotes the FORM sensitivity factor

β - target reliability index according to EN 1990 [18].

Fig. 5 illustrates relationship between probability density function (PDF) of θ and the model uncertainty factor γ_{Rd}.

Considering the statistical characteristics of the model uncertainty given in Tab. 2, variation of the partial factor γ_{Rd} obtained from Eq. (6) with the target reliability β for $\alpha_R = 0.4 \times 0.8 = 0.32$ ("non-dominant resistance variable") is indicated in Fig. 6.

It follows from Fig. 6 that the model uncertainty factor γ_{Rd} increases with an increasing target reliability index β. For the considered range of β from 3.2 to 4.4 the model uncertainty varies approximately within the following intervals:

- 1.30-1.35 for lightly reinforced members ($\gamma_{Rd} \approx 1.3$ may be commonly accepted),
- 1.15-1.20 for moderately reinforced members ($\gamma_{Rd} \approx 1.2$ as a first approximation),
- 1.10-1.15 for heavily reinforced members ($\gamma_{Rd} \approx 1.1$ as a first approximation).

However, this differentiation will somewhat complicate applications of the partial factor method and its implementation into codes of practice needs to be carefully considered.

The selection of $\alpha_R = 0.32$ deserves additional comments. Leading and accompanying actions (with associated factors $\alpha_E = -0.7$ and $\alpha_E = -0.4 \times 0.7 = -0.28$, respectively) are distinguished in Annex C of EN 1990 [18] while $\alpha_R = 0.8$ is recommended for resistance variables under conditions specified in the Eurocode. When the model uncertainty factor γ_{Rd} and material factor γ_m are assessed separately considering $\alpha_R = 0.8$, overly conservative designs may be obtained. Therefore, CEB bulletin [21] and also present working materials of *fib* assume that the model uncertainty is not a leading resistance variable and the sensitivity factor is thus reduced to $\alpha_R = 0.4 \times 0.8 = 0.32$.

5 CONCLUDING REMARKS

Description of model uncertainties is a crucial problem in reliability verifications of reinforced concrete structures. The present study is focused on the model uncertainties in shear resistance of beams without shear reinforcement; the following concluding remarks are drawn:

- The model uncertainty should be always clearly associated with an assumed resistance model and related to specified ranges of basic variables.
- Longitudinal reinforcement ratio influences the mean of the model uncertainty and its differentiation for lightly, moderately and heavily reinforced beams is advisable.
- Uncertainties related to the section-oriented model provided in EN 1992-1-1 can be described by the lognormal distribution with a coefficient of variation of about 0.15 and the mean values of 0.9, 1.0 and 1.05 for beams with light, moderate and heavy longitudinal reinforcement, respectively.
- For reliability verifications based on the partial factor methods the model uncertainty factors of 1.3, 1.2 and 1.1 can be accepted for beams with light, moderate and heavy longitudinal reinforcement, respectively.

ACKNOWLEDGEMENTS

This study is an outcome of the research project P105/12/2051 Model uncertainties in resistance assessment of concrete structures, supported by the Czech Science Foundation. Results of the research project TA01031314 have been utilised. Comments and suggestions of reviewers that have improved the final manuscript are appreciated.

REFERENCES

[1] BERTAGNOLI, G., GIORDANO, L. & MANCINI, G. Safety format for the nonlinear analysis of concrete structures. *Studi e ricerche - Politecnico di Milano. Scuola di specializzazione in costruzioni in cemento armato.* 2004, Vol. 2004, Nr. 25, pp. 31-56. ISSN 1121-6069.

[2] ČERVENKA, V. Global Safety Format for Nonlinear Calculation of Reinforced Concrete. *Beton- und Stahlbetonbau.* 2008, Vol. 103, Nr. 2008, pp. 37-42.

[3] SCHLUNE, H., PLOS, M. & GYLLTOFT, K. Safety formats for nonlinear analysis tested on concrete beams subjected to shear forces and bending moments. *Eng.Struct.* 2011, Vol. 33, Nr. 8, pp. 2350-2356. ISSN 0141-0296.

[4] SÝKORA, M. & HOLICKÝ, M. Safety format for non-linear analysis in the model code - verification of reliability level. In *Proceedings of the fib Symposium PRAGUE 2011 Concrete engineering for excellence and efficiency.* Prague : Czech Concrete Society, 2011, pp. 943-946. ISBN ISBN 978-80-87158-29-6.

[5] SONG, J., KANG, W., KIM, K.S. & JUNG, S. Probabilistic shear strength models for reinforced concrete beams without shear reinforcement. *Structural Engineering and Mechanics.* 2010, Vol. 34, Nr. 1, pp. 15-38.

[6] CLADERA, A. & MARÍ, A.R. Shear design procedure for reinforced normal and high-strength concrete beams using artificial neural networks. Part I: beams without stirrups. *Eng.Struct.* 2004, Vol. 26, Nr. 7, pp. 917-926. ISSN 0141-0296.

[7] EN 1992-1-1. *Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings.* Brussels : CEN, 2004. 225 pp.

[8] EUROPEAN CONCRETE PLATFORM. *Commentary of Eurocode 2.* 2008.

[9] SÝKORA, M. & HOLICKÝ, M. Model uncertainty in shear resistance of reinforced concrete beams without shear reinforcement. In *Proc. Modelování v mechanice 2012.* Ostrava : VŠB-

Technical University of Ostrava, Faculty of Civil Engineering, 2012, pp. 7. ISBN 978-80-248-2694-3.

[10] JCSS. *JCSS Probabilistic Model Code.* Zurich : Joint Committee on Structural Safety, 2001.

[11] BABUSKA, I. & ODEN, J.T. Verification and validation in computational engineering and science: basic concepts. *Comput.Methods Appl.Mech.Eng.* 2004, Vol. 193, Nr. 36–38, pp. 4057-4066. ISSN 0045-7825.

[12] OBERKAMPF, W.L. & BARONE, M.F. Measures of agreement between computation and experiment: Validation metrics. *Journal of Computational Physics.* 2006, Vol. 217, Nr. 1, pp. 5-36. ISSN 0021-9991.

[13] SYKORA, M., CERVENKA, V. & HOLICKY, M. Uncertainties of resistance models for reinforced concrete structures (submitted for publication). In *Proc. fib Symposium Tel Aviv 2013.* 2013, pp. 12.

[14] DITLEVSEN, O. & MADSEN, H.O. *Structural Reliability Methods.* Chichester (England) : John Wiley & Sons, 1996. 372 pp. ISBN 0471960861.

[15] RETIEF, J.V. *Personal communication.* University of Stellenbosch, 2007.

[16] O'BRIEN, E.J. & DIXON, A.S. *Reinforced and prestressed concrete design: the complete process.* Longman Scientific & Technical, 1995. 400 pp. ISBN 9780582218833.

[17] ANG, A.H.S. & TANG, W.H. *Probabilistic Concepts in Engineering Emphasis on Applications to Civil and Environmental Engineering.* USA : John Wiley & Sons, 2007. ISBN 978-0-471-72064-5.

[18] EN 1990. *Eurocode - Basis of structural design.* Brussels : CEN, 2002. 87 pp.

[19] FIB SAG 9. *Revision of partial safety factors (report).* 2010. 6 pp.

[20] EN 1992-2. *Eurocode 2 - Design of concrete structures - Part 2: Concrete bridges - Design and detailing rules.* Brussels : CEN, 2005. 95 pp.

[21] TAERWE, L. *Towards a consistent treatment of model uncertainties in reliability formats for concrete structures.* Lausanne : CEB, 1993. 344-61 pp. ISBN 978-2-88394-085-7.

Reviewers:

Doc. Ing. Zbyněk Keršner, CSc., Institute of Structural Mechanics, Faculty of Civil Engineering, Brno University of Technology.

Ing. Petr Konečný, Ph.D., Department of Structural Mechanics, Faculty of Civil Engineering, VŠB-Technical University of Ostrava.

Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské - Technické univerzity Ostrava
číslo 2, rok 2012, ročník XII, řada stavební
článek č. 45

Miroslav SÝKORA[1], Milan HOLICKÝ[2] and Karel JUNG[3]

UPDATING IN THE PROBABILISTIC ASSESSMENT OF EXISTING STRUCTURES

PRAVDĚPODOBNOSTNÍ AKTUALIZACE PŘI HODNOCENÍ EXISTUJÍCÍCH KONSTRUKCÍ

Abstract

Assessment of existing structures should be based on the knowledge about as-built conditions including uncertainties concerning geometry, material properties, loading and environmental conditions. A crucial step of the assessment may be the evaluation of prior information and newly obtained measurements for which Bayesian approach provides a consistent framework. Updating of probabilistic distributions of basic variables, direct updating of failure probability and combination thereof can be applied.

Keywords

Probabilistic updating, existing structures, failure probability.

Abstrakt

Při hodnocení existujících konstrukcí je potřebné uvážit nejistoty související s geometrickými a materiálovými vlastnostmi, zatíženími a vlivy okolního prostředí. Důležitým krokem hodnocení může být využití apriorních znalostí společně s nově získanými informacemi o konstrukci. Bayesovské postupy umožňují aktualizovat pravděpodobnostní rozdělení základních veličin nebo přímo pravděpodobnost poruchy.

Klíčová slova

Pravděpodobnostní aktualizace, existující konstrukce, pravděpodobnost poruchy.

1 INTRODUCTION

Reliability verifications of existing structures cover all aspects of assessing the condition of the structures by inspections, testing, monitoring, and calculations. The most important difference between the assessment of existing structures and the design of a new structure is in the amount of information available about the structure [1].

As a rule, vague prior information, often available in the assessment of existing structures, needs to be supplemented by experimental data and/or by other additional information such as a qualitative assessment on the basis of inspection. In accordance with ISO 13822 for the assessment of existing structures [2] probabilistic updating based on Bayesian methods provide a rational and consistent basis for the inclusion of the new information.

[1] Ing. Miroslav Sýkora, Ph.D., Department of Structural Reliability, Klokner Institute, CTU in Prague, Šolínova 7, 166 08 Prague 6, tel.: (+420) 224 353 850, e-mail: miroslav.sykora@klok.cvut.cz.

[2] Prof. Ing. Milan Holický, PhD., DrSc., Department of Structural Reliability, Klokner Institute, CTU in Prague, Šolínova 7, 166 08 Prague 6, tel.: (+420) 224 353 842, e-mail: milan.holicky@klok.cvut.cz.

[3] Ing. Karel Jung, Ph.D., Department of Structural Reliability, Klokner Institute, CTU in Prague, Šolínova 7, 166 08 Prague 6, tel.: (+420) 224 353 850, e-mail: karel.jung@klok.cvut.cz.

The present paper is an updated version of a recent contribution [3]. It attempts to clarify the use of the probabilistic updating in the assessment of existing structures. An application of theoretical procedures is illustrated in the example of practical relevance.

2 PRINCIPLES OF UPDATING

When assessing existing structures various types of information may be available. Examples of such information are:

- Survival of a significant overloading,
- Material characteristics from different sources,
- Known geometry, damage and deterioration,
- Outcome of visual inspections,
- Capacity by proof loading,
- Static and dynamic response to controlled loading.

In the assessment of existing structures new information can be taken into account and combined with the prior probabilistic models by updating techniques. This results in the so-called posterior probabilistic models, which may be used for an enhanced assessment of the structure. Prior information is commonly based on experience from assessments of similar structures, long-term material production, findings reported in literature or engineering judgement.

When discussing updating techniques for structural reliability two types of quantitative information should be distinguished:

- Information of the equality type,
- Information of the inequality type.

The information of the equality type represents measured values of some basic or response variables. For example the crack width 3.2 mm has been measured at the stress equal to 200 MPa. Obviously, such measurements are seldom perfect and may suffer from some kind of errors. In a probabilistic evaluation procedure, measurement errors should be modelled as random variables, having means (zero for unbiased estimates), standard deviations and, if necessary some correlation pattern. The standard deviation is a property of the measurement technique, but may also depend on the actual conditions. An important but difficult part of the modelling is the degree of correlation between observations at different places and different points in time.

The information on the inequality type refers to observations when the observed variable is identified to be greater or less than a given limit. For example, a crack may be less than the observation threshold, a limit state is reached or not. Uncertainty in the threshold value should be taken into account. The distribution function for the minimum threshold level is often referred to as the Probability of Detection curve (POD curve). Also here, correlations for the probability of detection in various observations should be known.

Furthermore ISO 13822 [2] distinguishes between two fundamental types of the probabilistic updating (both types are discussed in the following sections):

- Updating of the (multivariate) probability distribution of basic variables,
- Direct updating of the structural failure probability.

A common approach is to update firstly distributions of basic variables (Section 3) and then to analyse reliability considering updated distributions and additional information (Section 4).

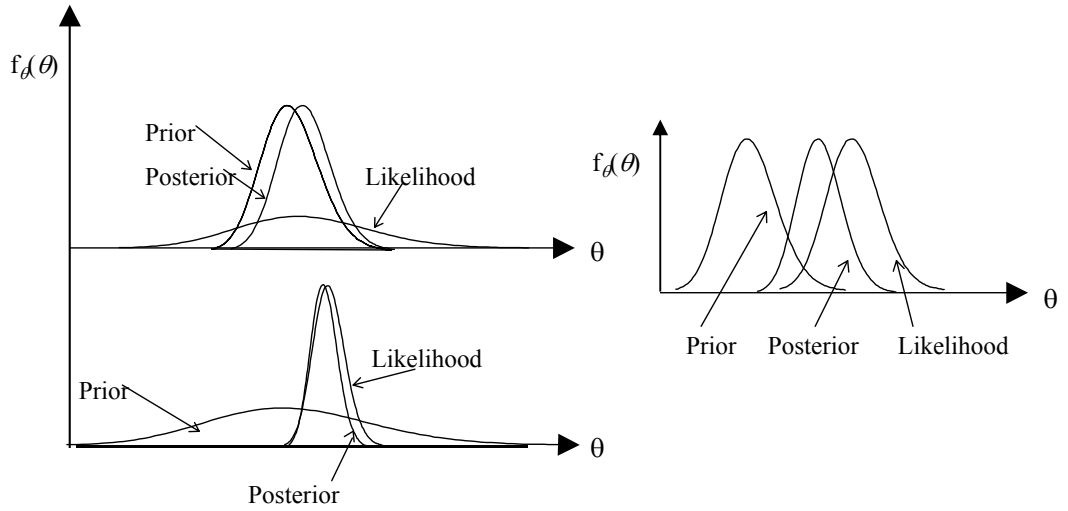


Fig. 1: Illustration of updating of probabilistic models

3 UPDATING OF THE PROBABILITY DISTRIBUTION OF A BASIC VARIABLE

3.1 Basis of Bayesian updating

Updating of the probability distribution of a basic variable is commonly based on Bayesian methods described briefly below. Two events A and B are further considered. The conditional probability $P(A|B)$ of the event A given the event B has occurred with a non-zero probability $P(B)$ is defined as:

$$P(A|B) = P(A \cap B) / P(B) \tag{1}$$

Considering the set of mutually exclusive events B_j, Bayes' rule is given as:

$$P(B_i \mid A) = \frac{P(B_i)\, P(A \mid B_i)}{\sum_j P(B_j)\, P(A \mid B_j)} \tag{2}$$

where:

$P(B_i|A)$ – is often referred to as the posterior probability of B_i,

$P(A|B_i)$ – likelihood,

$P(B_i)$ – prior probability of the event B_i.

Fig. 1 shows corresponding prior and posterior probability density functions together with likelihood functions. In the first case the prior information is strong and the likelihood is weak (small sample size). In the second case the prior information is weak and the likelihood is strong. Finally in the last case the prior information and the likelihood are of comparable strength. It is seen from Fig. 1 that the modelling of both the prior probabilistic models and the likelihood is of utmost importance.

In the updating, characteristics Θ of a random variable X (e.g. mean, standard deviation, skewness, lower bound etc.) are considered as random variables. Prior distributions of these characteristics are then updated using n test results $x_1, x_2, \ldots, x_n$. The variable has the prior probability density function $f'(x|\Theta)$ dependent on the random parameters Θ and $\Pi'(\Theta)$ is the prior joint probability density function of the parameters Θ. Note that the symbol ' denotes the prior characteristics, symbol " the posterior characteristics and test results are indicated without the quotation marks. Relationship (2) can be recast as:

$$\Pi''(\boldsymbol{\theta}|x_1,x_2,..,x_n)=\frac{\Pi'(\boldsymbol{\theta})\prod_{i=1}^{n}\mathrm{f}'(x_i|\boldsymbol{\theta})}{\int_{\boldsymbol{\Theta}}\Pi'(\boldsymbol{\xi})\prod_{j=1}^{n}\mathrm{f}'(x_j|\boldsymbol{\xi})\mathrm{d}\boldsymbol{\xi}}=C(x_1,x_2,..,x_n)\Pi'(\boldsymbol{\theta})\prod_{i=1}^{n}\mathrm{f}'(x_i|\boldsymbol{\theta}) \tag{3}$$

where:

$\Pi''(\cdot)$ – is the posterior joint probability density function of $\boldsymbol{\Theta}$ updated considering the test results,

C – normalizing constant.

Posterior probability density function of the random variable is obtained by integration:

$$\mathrm{f}''(x|x_1,x_2,..,x_n)=\int_{\boldsymbol{\Theta}}\mathrm{f}'(x|\boldsymbol{\xi})\Pi''(\boldsymbol{\xi}|x_1,x_2,..,x_n)\mathrm{d}\boldsymbol{\xi} \tag{4}$$

In [4,5] a number of closed form solutions of Equations (3) and (4) can be found for special types of probability distribution functions known as the natural conjugate distributions. These solutions are useful in updating of random variables and cover a number of distribution types important for reliability-based structural assessments. When no analytical solution is available FORM/SORM techniques can be used to assess the posterior distribution [6].

In civil engineering practice Bayesian updating is often directly based on relationships (1) to (4) [2]. Supplementary information can be found elsewhere [4,5,7]. Documents [7,8] assume an extension of relationship (2) described in the following.

3.2 Procedure in accordance with ISO 12491

The procedure accepted here is limited to a normal variable X for which the prior joint probability density function $\Pi'(\mu,\sigma)$ of μ and σ is given as:

$$\Pi'(\mu,\sigma)=C\sigma^{-(1+\nu'+\delta(n'))}\exp\left\{-\frac{1}{2\sigma^2}\left[\nu'(s')^2+n'(\mu-m')^2\right]\right\} \tag{5}$$

where:

$\delta(n')=0$ for $n'=0$ and $\delta(n')=1$ otherwise.

The prior parameters m', s', n', ν' are parameters asymptotically given as:

$$\mathrm{E}(\mu)=m',\ \mathrm{E}(\sigma)=s',\ V(\mu)=\frac{s'}{m'\sqrt{n'}},\ V(\sigma)=\frac{1}{\sqrt{2\nu'}} \tag{6}$$

The parameters n' and ν' are independent and may be chosen arbitrarily (it does not hold that $\nu'=n'-1$). In Equations (6) E(.) denotes the expectation and $V(.)$ the coefficient of variation. Equations (6) can be used to estimate unknown parameters n' and ν' provided the values $V(\mu)$ and $V(\sigma)$ are estimated using experimental data or available experience.

The posterior distribution function $\Pi''(\mu,\sigma)$ of μ and σ is of the same type as the prior distribution function, but with parameters m'', n'', s'' and ν'', given as:

$$\begin{gathered}n''=n'+n;\quad \nu''=\nu'+\nu+\delta(n')\\ m''n''=n'm'+nm;\quad \nu''(s'')^2+n''(m'')^2=\nu'(s')^2+n'(m')^2+\nu s^2+nm^2\end{gathered} \tag{7}$$

where:

m – is the sample mean,

s – sample standard deviation,

n – size of the sample,

$\nu=n-1$ number of degrees of freedom.

If no prior information is available, then $n' = \nu' = 0$ and the characteristics m'', n'', s'', ν'' equal the sample characteristics m, n, s, ν.

4 DIRECT UPDATING OF THE STRUCTURAL FAILURE PROBABILITY

The failure probability, related to the period from the assessment to the end of a working life t_D, can be obtained from a general probabilistic relationship:

$$p_f(t_D) = P\{\min Z[\mathbf{X}(\tau)] < 0 : 0 < \tau < t_D\} = P\{F(t_D)\} \tag{8}$$

where:

$Z(\cdot)$ – denotes the limit state function(s),

$\mathbf{X}(\cdot)$ – vector of basic variables including model uncertainties, resistance, permanent and variable actions,

$F(t_D)$ – failure in the interval $(0,t_D)$.

When additional new information I related to structural conditions is available, the failure probability may be updated according to ISO 13822 [2] as follows:

$$p_f''(t_D|I) = P\{F(t_D) \cap I\} / P(I) \tag{9}$$

If the information is of an inequality type (e.g. $Z(\cdot) \geq 0$ when no damage or failure has been observed after some loading) standard methods for a system reliability analysis can be used to evaluate the probability $P\{F(t_D) \cap I\}$ [9]. The procedure proposed in [10] can be applied in the case of the information of an equality type.

The information should be selected to maximise correlation between the events $\{F\}$ and $\{I\}$. Strong correlation improves the posterior estimate of failure probability while a weak correlation yields nearly the same estimates as based on Equation (8) [11]. With reference to Section 2 examples of such information are survival of a significant overloading, capacity by proof loading and static and dynamic response to controlled loading.

In the case of survived overloading the satisfactory past performance of a structure during a period t_A till the time of assessment may be included in the reliability analysis considering the conditional failure probability $p_f''(t_D|t_A)$. This is a probability that the structure will fail during t_D given that it has survived the period t_A. This probability can be estimated in several ways.

When the load to which the structure has been subjected during t_A is known with negligible uncertainties, the resistance or a joint distribution of time-invariant variables may be truncated (a lower bound is set to the value of load). Using the bounded distribution, the conditional (updated, posterior) probability $p_f''(t_D|t_A)$ can be estimated. This approach, similar to the updating for proof load testing [4], is illustrated elsewhere [12]. More generally, the updated failure probability can be determined using the following relationship:

$$p_f''(t_D|t_A) = \frac{P\{F(t_D) \cap \overline{F}(t_A)\}}{P\{\overline{F}(t_A)\}} = \frac{P\{F(t_D)\} - P\{F(t_D) \cap F(t_A)\}}{1 - P\{F(t_A)\}} \tag{10}$$

where:

$\overline{F}$ – denotes a complementary event to the failure.

The updated probability can be determined by standard techniques for reliability analysis (FORM/SORM, importance sampling) as shown in a numerical example.

Finally it should be mentioned that individual random variables may also be updated by inspections of events involving the outcomes of several random variables. This should nevertheless be done with a care. It is important to recognise that all the random variables may contribute to a result of the inspection. For instance when a crack length in a selected cross-section of the structure is measured, this result is influenced by loads, material and geometrical properties. Consequently all these variables become correlated through the result of the measurement even if they have been independent before the inspection.

5 NUMERICAL EXAMPLE

Selected techniques of the updating are applied in the example of reliability assessment of a structural member of the building constructed in 1960s as a part of a textile mill. The building is to be used as an office building. An anticipated working life is $t_D = 50$ years. The reliability assessment is focused on a simply supported steel beam exposed to bending moment due to permanent and imposed loads. Axial and shear forces need not to be taken into account, the beam is laterally restrained. For the sake of clarity the reliability assessment is considerably simplified to illustrate general steps of the probabilistic verification rather than to describe specific details.

Initially reliability of the member is verified by the partial factor method. Characteristics of the resistance and permanent action are specified considering results of on-site surveys and original design documentation. During the previous use of the structure, degradation has resulted in a minor loss of the steel section. In the assessment the actual steel section characteristics are considered and no further degradation is expected during the remaining working life. Characteristic value of the imposed load is determined in accordance with EN 1991-1-1 [13].

Using the load combination rule (6.10) given in EN 1990 [14] and yield strength obtained from tests (see below), the deterministic verification reveals that reliability of the member is insufficient as the actual resistance is approximately by 40 % lower than required by Eurocodes.

5.1 Updating of the yield strength of steel

Six specimens have been taken from unloaded structural members to verify the yield strength of structural steel. The tests provided the following results in MPa; $\mathbf{x}^T = \{290.7; 287.5; 298.8; 302.3; 294.6; 297.2\}$. The measurement error is assumed negligible.

Using the method of moments [5] the point estimates of the sample characteristics are:

$$m = \Sigma_i x_i / n = 295.2 \text{ MPa}, \; s = \sqrt{[\Sigma_i (x_i - m)^2 / (n-1)]} = 5.43 \text{ MPa, and } V = s / m = 0.0184 \qquad (11)$$

where:

$n = 6$– sample size ($i = 1 \ldots 6$).

The sample coefficient of variation is unrealistically low. This is attributed to the fact that the tested steel likely originates from a single production batch and batch-to-batch variability of yield strength is not captured in the sample. Considering that and also due to the small sample size, statistical characteristics obtained from the sample are deemed not to be representative for the steel of the whole structure. That is why the test results are combined with available prior information to obtain more realistic model of the yield strength.

Extensive statistical evaluation of properties of structural steels [15] indicated that the yield strength of steel produced in 1960s can be described by a two-parameter lognormal distribution, with the mean $m' = 299$ MPa, standard deviation $s' = 28.3$ MPa and coefficient of variation $V' = 0.094$.

It is, however, emphasised that prior information should be applied with an uttermost caution. Materials produced by various manufacturers may have considerably different mechanical characteristics. When suitability of the prior information for an assessed material is doubtful it is advised to obtain more data by destructive or well validated non-destructive tests.

An auxiliary variable $Y = \ln|X|$ is further introduced (X denotes the yield strength here). The variable Y is normally distributed with the mean and standard deviation:

$$\text{prior information: } m_y' = \ln(m') - 0.5 \ln[1 + (V')^2] = 5.69; \; s_y' = \sqrt{\{\ln[1 + (V')^2]\}} = 0.0945$$
$$\text{tests: } m_y = 5.69; \; s_y = 0.0184 \qquad (12)$$

Prior information on structural steel may be relatively strong and the corresponding hypothetical sample size is $n' \approx 50$ [7]. For concrete compressive strength ISO 2394 [16] indicates a prior number of degrees of freedom for the prior standard deviation $\nu' = 5$ while JCSS Probabilistic Model Code [7] suggests $\nu' = 10$. Conservatively $\nu' = 5$ is accepted in this study for structural steel.

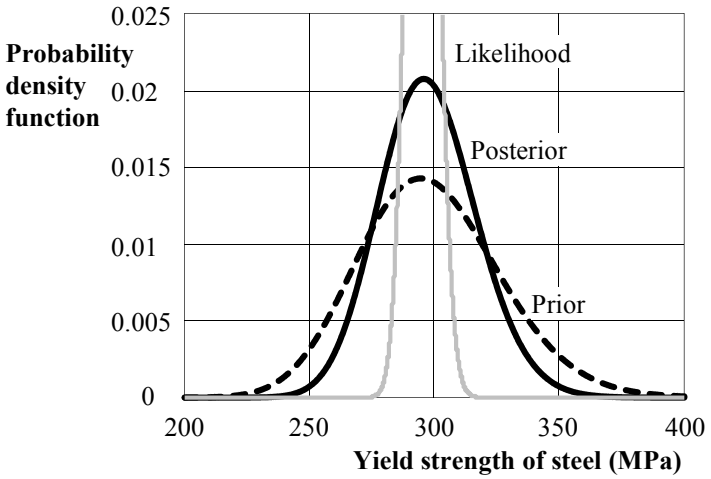


Fig. 2: Prior and posterior probability density functions with the likelihood

The characteristics of Y are assumed to have the prior distribution function in accordance with Equation (5). The posterior distribution function $\Pi''(\cdot)$ has the updated parameters m'', s'', n'' and ν'' given in Equation (7):

$$n'' = n + n' = 56; \quad \nu'' = \nu + \nu' + \delta(n') = 10; \quad m_y'' = (m_y n + m_y' n') / n'' = 5.69;$$
$$s_y''^2 = (\nu s_y^2 + \nu' s_y'^2 + n m_y^2 + n' m_y'^2 - n'' m_y''^2) / \nu'' = 0.0042 \tag{13}$$

The updated characteristics of the yield strength are obtained as follows:

$$V'' = \sqrt{[\exp(s_y''^2) - 1]} = 0.065; \quad m'' = \exp[m_y'' + 0.5 \ln(1 + V''^2)] = 297.6 \text{ MPa} \tag{14}$$

The prior and posterior probability density functions with the likelihood are plotted in Fig. 2. It follows that the posterior distribution has a lower variance than the prior distribution.

The characteristic value can be obtained in accordance with EN 1990 [14]:

$$x_k = \exp[m_y'' + q_t(0.05, \nu'')\sqrt{(1 + 1/n'')}\, s_y''] \approx 264 \text{ MPa} \tag{15}$$

where:

q_t - denotes the p-fractile of t-distribution for a given number of degrees of freedom.

5.2 Probabilistic reliability analysis

Probabilistic reliability analysis is based on the limit state function $Z(\cdot)$ for the member exposed to bending (notation and probabilistic models of the basic variables **X** given in Tab. 1):

$$Z(\mathbf{X}, t_D) = K_R R - K_E [G + Q_{tD}] \tag{16}$$

The probabilistic models are based on recommendations of JCSS Probabilistic Model Code [7] and additional findings published elsewhere [17]. For convenience all the basic variables in Tab. 1 are normalised by $L^2 / 8$ (L is a span of the member).

It is noted that the accepted mean value of the model uncertainty for a flexural resistance $\mu_{KR} = 1.0$ differs from the mean value reported in [18] where $\mu_{KR} \approx 1.15$ is obtained by the statistical evaluation of test results. For assumptions made in the design of new structures, actual resistance is positively influenced by tolerance specifications in dimensions of a rolled sections and the mean of the model uncertainty increases. However, the assessment of the existing beam is based on actual dimensions and this positive effect vanishes.

Using the FORM method, the reliability verification is firstly based on Equation (8) (updated resistance model only). The reliability index $\beta \approx 1.3$ is too low compared to the target reliability level $\beta_t = 3.1$ indicated in ISO 2394 [16] for moderate consequences of failure and moderate costs of safety measures.

Tab. 1: Models for basic variables

Variable	Sym.	Unit	Distribution	x_k	μ_X / x_k	V_X
Flexural resistance (updated)	R	kN/m	Lognormal	4.32	1.13	0.065
Permanent load effect	G	kN/m	Normal	2.0	1	0.05
Imposed load effect (50-y. maxima)	$Q_{t\mathrm{D}}$	kN/m	Gumbel	3.0	0.6	0.35
Effect of the survived load	S	kN/m	Normal	3.3	1	0.05
Resistance uncertainty	K_R	-	Lognormal	1	1	0.05
Load effect uncertainty	K_E	-	Lognormal	1	1	0.1

x_k = characteristic value; μ_X = mean; V_X = coefficient of variation.

Secondly, the reliability is updated considering the satisfactory past performance to improve this estimate. It is known from previous performance of the structure that the member has survived the load S equal to 1.1-times the characteristic value of the imposed load. Uncertainties in the survived load effect are described by the normal distribution with the mean equal to the observed value and coefficient of variation 0.05. Given the survival of the load S, the updated reliability index $\beta''(t_\mathrm{D}|S) \approx 2.7$ follows from the conditional failure probability based on Equation (9):

$$p_\mathrm{f}''(t_\mathrm{D}|S) = \mathrm{P}\{[K_R R - K_E(G+Q_{t\mathrm{D}}) < 0] \cap [K_R R - K_E(G+S) > 0]\} \,/\, \mathrm{P}\{K_R R - K_E(G+S) > 0\} \quad (17)$$

Note that the present conditions of the beam are assumed to be the same as those at the time of exposure to the load S. It is emphasised that information on previous loads should be always considered carefully and related to relevant uncertainty.

The predicted reliability, $\beta''(t_\mathrm{D}|S) \approx 2.7$, is still rather low. In general five options can now be considered:

1. To improve information on variables significantly affecting structural reliability by inspections or tests.
2. To upgrade the member,
3. To propose an adequate limit on the imposed action,
4. To accept a shorter remaining working (such as 10 years) and after that re-assess the beam,
5. To derive optimum target reliability following the principles provided by ISO 2394 [16].

Note that the third option may be applicable for industrial structures rather than office buildings. Frequently limits on vehicle weight are applied on road bridges. When the fourth option is accepted the updated reliability index $\beta''(10\ \mathrm{y.}|S) \approx 3.15$ is obtained from Equation (17) using 10-year maxima of the imposed load. The fifth option is thoroughly discussed in [19,20] where optimisation of the total costs related to a structure including potential failure consequences and human safety criteria are considered.

5.3 Parametric study

To generalise findings of the probabilistic analysis, a parametric study is conducted for the load ratio given as the fraction of the characteristic variable action over the total characteristic load:

$$\chi = Q_k / (G_k + Q_k) \quad (18)$$

The load ratio χ may vary within the interval from nearly 0 (underground structures, foundations) up to nearly 1 (local effects on bridges, crane girders). For steel members in buildings the load ratio is expected within the range from 0.4 up to 0.8.

For a given load ratio and characteristic imposed load, the characteristic permanent load is obtained from Equation (18). Characteristic resistance is then derived from the load combination rule (6.10) and multiplied by the coefficient ξ which represents the ratio between the actual characteristic resistance of an existing structural member and characteristic resistance according to the Eurocodes. To be consistent with the previous analysis $\xi = 0.6$ is considered (i.e. actual resistance is by 40 % less than that required by Eurocodes).

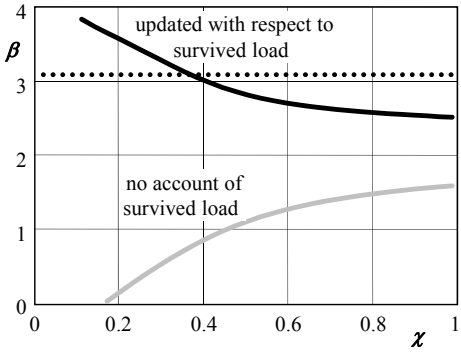


Fig. 3: Variation of β with χ for $\xi = 0.6$

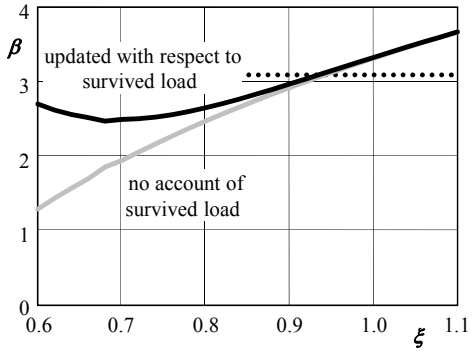


Fig. 4: Variation of β with ξ for $\chi = 0.6$

Variation of the reliability index with the load ratio is shown in Fig. 3 for $\xi = 0.6$. Fig. 3 demonstrates that effect of the updating increases with a decreasing load ratio when variable actions (not updated variables) become less significant. Variation of the reliability index with the ratio ξ is shown in Fig. 4 for $\chi = 0.6$ (the middle value of the expected range). It appears that the updating improves reliability estimates only for low ratios ξ (i.e. for low reliability levels, say $\beta < 2.0$). Moreover, it has been shown that the updating with respect to a survived load is less efficient when the intensity of this load decreases below the characteristic variable load [21].

6 CONCLUDING REMARKS

Reliability verifications of existing structures should be backed up by inspection including collection of appropriate data. Assessments based on simplified conservative procedures used for structural design may lead to expensive repairs and waste of resources.

Probabilistic methods can thus be applied to better describe uncertainties and take into account results of inspections and tests as well as satisfactory past performance by an updating. Two fundamental types of the probabilistic updating include updating of probability distributions of basic variables and direct updating of the structural failure probability.

Numerical example reveals that:

- It may be misleading to develop a model for material property from a limited number of tests and consideration of prior information is advisable. On the contrary the prior information should be used cautiously since erroneous results may be obtained when the prior information is obtained from non-homogeneous sample having different material properties.
- The effect of the updating considering a survived load increases when variable actions become less significant. The updating then improves reliability estimates particularly for low reliability levels ($\beta < 2.0$).

ACKNOWLEDGEMENTS

This study is an outcome of the research project DF12P01OVV040 supported by the Ministry of Culture of the Czech Republic. Comments and suggestions of reviewers that have improved the final manuscript are appreciated.

REFERENCES

[1] FABER, M.H. Reliability based assessment of existing structures. *Progress in Structural Engineering and Materials.* 2000, Vol. 2, Nr. 2, pp. 247-253. ISSN 1528-2716.

[2] ISO 13822. *Bases for design of structures - Assessment of existing structures*, 2003. 35 pp.

[3] HOLICKÝ, M., SÝKORA, M. & JUNG, K. Reliability updating in the assessment of existing structures. *In Proc. Modelování v mechanice 2012.* Ostrava : VŠB-Technical University of Ostrava, Faculty of Civil Engineering, 2012, pp. 11. ISBN 978-80-248-2694-3.

[4] DIAMANTIDIS, D. *Probabilistic Assessment of Existing Structures.* Joint Committee on Structural Safety, RILEM Publications S.A.R.L., 2001.

[5] ANG, A.H.S. & TANG, W.H. *Probabilistic Concepts in Engineering Emphasis on Applications to Civil and Environmental Engineering.* USA : John Wiley & Sons, 2007. ISBN 978-0-471-72064-5.

[6] DITLEVSEN, O. & MADSEN, H.O. *Structural Reliability Methods.* Chichester (England) : John Wiley & Sons, 1996. 372 pp. ISBN 0471960861.

[7] JCSS. *JCSS Probabilistic Model Code.* Zurich : Joint Committee on Structural Safety, 2001.

[8] ISO 12491. *Statistical methods for quality control of building materials and components*, 1997. 30 pp.

[9] MELCHERS, R.E. *Structural Reliability Analysis and Prediction.* Chichester, England : John Wiley & Sons Ltd., 2001. 437 pp. ISBN 0 471 98324 1.

[10] STRAUB, D. Reliability updating with equality information. *Prob.Eng.Mech.* 2011, Vol. 26, Nr. 2, pp. 254-258. ISSN 0266-8920.

[11] ELLINGWOOD, B.R. Reliability-based condition assessment and LRFD for existing structures. *Struct.Saf.* 1996, Vol. 18, Nr. 2-3, pp. 67-80. ISSN 0167-4730.

[12] SÝKORA, M., HOLICKÝ, M., JUNG, K., MARKOVÁ, J., KVAAL, K. & THIIS, T. Reliability Assessment of Industrial Heritage Structures and Application to a Light-Weight Steel Roof. *In Proc. ICSA2010.* Leiden : CRC Press/Balkema, 2010, pp. 605-612. ISBN ISBN 978-0-415-49249-2.

[13] EN 1991-1-1. *Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-1: General actions; Densities, self-weight, imposed loads for buildings*, 2002. 43 pp.

[14] EN 1990. *Eurocode - Basis of structural design.* Brussels : CEN, 2002. 87 pp.

[15] MRÁZIK, A. *Teoria spolahlivosti ocelovych konstrukcii (in Slovak - Reliability theory of steel structures).* Bratislava : VEDA, 1987. 360 pp.

[16] ISO 2394. *General principles on reliability for structures*, 1998. 73 pp.

[17] HOLICKÝ, M. & SÝKORA, M. Conventional probabilistic models for calibration of codes. *In Proc. ICASP11.* Leiden : CRC Press, 2011, pp. 969-976. ISBN 978-0-415-66986-3.

[18] EUROCODE 3 EDITORIAL GROUP. *Background Documentation to Eurocode No. 3 Design of Steel Structures Part 1 – General Rules and Rules for Buildings, Background Document for Chapter 5 of Eurocode 3, Document 5.01.* 1989.

[19] STEENBERGEN, R.D.J.M. & VROUWENVELDER, A.C.W.M. Safety philosophy for existing structures and partial factors for traffic loads on bridges. *Heron.* 2010, Vol. 55, Nr. 2, pp. 123-139.

[20] SYKORA, M. & HOLICKY, M. Target reliability levels for the assessment of existing structures - case study. *In Proc. IALCCE 2012.* Leiden : CRC Press/Balkema, 2012, pp. 813-820. ISBN 978-0-415-62126-7.

[21] FABER, M.H., VAL, D.V. & STEWART, M.G. Proof load testing for bridge assessment and upgrading. *Engineering Structures.* 2000, Vol. 22, Nr. 12, pp. 1677-1689.

Reviewers:

Prof. Ing. Michal Šejnoha, Ph.D., DSc., Department of Mechanics, Faculty of Civil Engineering, Czech Technical University in Prague.

Ing. Vít Křivý, Ph.D., Department of Building Structures, Faculty of Civil Engineering, VŠB-Technical University of Ostrava.

Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské - Technické univerzity Ostrava
číslo 2, rok 2012, ročník XII, řada stavební
článek č. 46

Katarína TVRDÁ[1]

RÁM NA PRUŽNOM PODLOŽÍ

FRAME ON ELASTIC FOUNDATION

Abstract

This article deals with calculation of the beam and frame rested on elastic foundation using matrix displacement method. An exact stiffness matrix of a beam element on elastic foundation is formulated. The beam is rested on elastic Winkler foundation. At the end off paper, same results of frame on elastic foundation are presented.

Keywords

Winkler foundation, elastic foundation, stiffness matrix, beam, frame, displacement method.

Abstrakt

Tento článok sa zaoberá riešením nosníka a rámu uloženého na pružnom podloží s využitím deformačnej metódy. Bola sformulovaná matica tuhosti nosníka na pružnom podloží. Nosník je uložený na pružnom Winklerovom podloží. V závere článku je prezentovaný príklad rámu na pružnom podloží.

Klúčové slová

Winklerovo podložie, pružné podložie, matica tuhosti, nosník, rám, deformačná metóda.

1 INTRODUCTION

When analyse any top building it is necessary to consider also a contact with the foundation. An analysis of such structures is presented by quite a lot of authors, in particular, we mention Jendželovský [6], Mistríková, Frydrýšek [4], Jančo [5], Kollár [3], Eisenberger, Yankelevsky [1] and others. Foundation is unlimited, however, regarding a certain area in contact with the structure of a finite part. Nowadays, one-parametric Winkler´s model of elastic foundation belongs to the most common and used in engineering praxis, Pasternak´s and Vlasov´s models (but also Filonenko-Boroditsch´s, Hetényi´s and others) belong to two-parametric models, introducing the influence of surround foundation through shear forces. On the other hand joined models based on the theory of elastic half-space belong to the other wide class of models, the best known is the Boussinesque´s relationship between deformation and stress in elastic half-space. Today, mainly in last decades, the matrix formulation of models mentioned above as well as Finite Element Method, thanks to computer utilization, are the most used in an analysis of interaction of structure-foundation.

In this paper an exact stiffness matrix of a beam element on elastic foundation is formulated. A more detailed derivation of stiffness matrix of a beam rested on Winkler´s foundation is mentioned in Eisenberger-Yankelevsky [1] and grids on Winkler´s foundation in Kollár-Djubeková [2].

[1] Ing. Katarína Tvrdá, PhD., Slovak University of Technology, Radlinského 11, 813 68 Bratislava, Slovakia, +421259274291, e-mail: katarina.tvrda@stuba.sk.

2 BENDING CURVE OF A BEAM ON WINKLER´S FOUNDATION

In this case a relationship between the resistance of the soil p and the deflection of a beam *w* in terms of Winkler model is presented as follows

$$p(x) = k\ w(x). \tag{1}$$

The coefficient *k* can be determined according to the theorem

$$k = K\ b \tag{2}$$

where

K – is the compressibility modulus of the soil (kNm^{-3})

w – is the deflection of the beam.

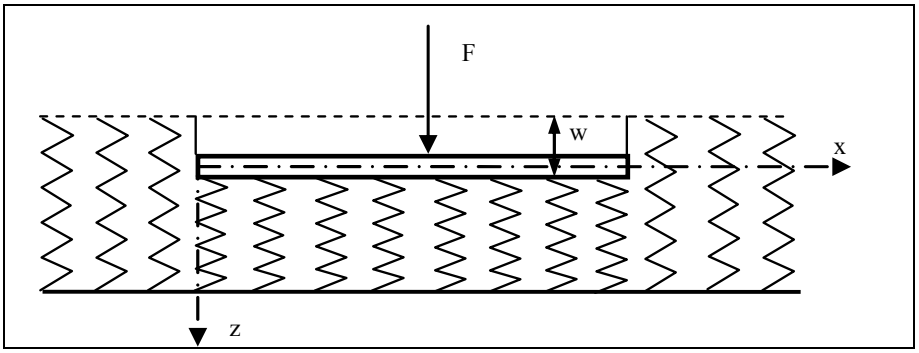


Fig. 1: Deformation of the foundation in the Winkler´s model

Thus, a reaction *p*, which is directly proportional to vertical displacement of foundation w, appears in each point under a loaded beam. This model deflects only where load is applied.

Foundation modulus of elasticity depends mainly on mechanical properties of the soil. Its value for the different types of subsoil varies from $0{,}5.e^4$ (soft clay) to $200.e^4$ kNm^{-3} (compressed gravel). Relationship (1) is valid only for the hydrostatic subsoil with small beam deflections.

The differential equation for the deflection curve of a beam on an elastic foundation is

$$EI_y \frac{d^4 w(x)}{dx^4} = q(x) - p(x)\,. \tag{3}$$

A solution of this differential equation is easier after the introduction of the ξ coordinate.

$$\xi = \frac{x}{\omega} \quad \rightarrow \quad d\xi = \frac{1}{\omega} dx\,, \tag{4}$$

then the differential equation (3) takes form

$$\frac{d^4 w(\xi)}{d\xi^4} + \frac{k\,\omega^4}{EI_y}\ w(x) = \frac{q(\xi)}{EI_y}\,. \tag{5}$$

Coefficient of ω is chosen as follows

$$\frac{k\,\omega^4}{EI_y} = 4 \qquad \rightarrow \qquad \sqrt[4]{\frac{4\,E\,I_y}{K\,b}} = \sqrt[4]{\frac{4\,E\,I_y}{k}} = \omega \quad [m]. \tag{6}$$

The general solution of equation (3) can be rewritten in terms

$$w(\xi) = \sum_{i=1}^{4} A_i \, \Omega_i(\xi) + \overline{w}(\xi) \,, \tag{7}$$

where

$$\begin{aligned} \Omega_1(\xi) &= \cos\xi \cosh\xi \\ \Omega_2(\xi) &= \frac{1}{2}\left(\sin\xi \cosh\xi + \cos\xi \sinh\xi\right) \\ \Omega_3(\xi) &= \frac{1}{2}\sin\xi \sinh\xi \\ \Omega_4(\xi) &= \frac{1}{4}\left(\sin\xi \cosh\xi - \cos\xi \sinh\xi\right) \end{aligned} \tag{8}$$

$$A_1(\xi) = w_0, \quad A_2(\xi) = \omega\varphi_0, \quad A_3(\xi) = -\frac{\omega^2}{EI_y} M_0, \quad A_4(\xi) = -\frac{\omega^3}{EI_y} V_0, \tag{9}$$

Functions $\Omega_i(\xi)$ (8) satisfy the Cauchy´s conditions of initial parameters, that mean, these functions and their derivative fulfil a unit matrix for $\xi = 0$. Coefficients A_i (9) are the initial parameters of deflection in point $\xi = 0$.

Deformation and internal force in any point are expressed as

$$\varphi(\xi) = \frac{1}{\omega}\frac{dw(\xi)}{d\xi} = -\frac{4}{\omega} A_1 \Omega_4(\xi) + \frac{1}{\omega} A_2 \Omega_1(\xi) + \frac{1}{\omega} A_3 \Omega_2(\xi) + \frac{1}{\omega} A_4 \Omega_3(\xi) + \frac{1}{\omega}\frac{\overline{w}(\xi)}{d\xi} \tag{10}$$

$$\begin{aligned} M_y(\xi) = -\frac{EI_y}{\omega^2}\frac{dw^2(\xi)}{d\xi^2} = \frac{4EI_y}{\omega^2} A_1 \Omega_3(\xi) + \frac{4EI_y}{\omega^2} A_2 \Omega_4(\xi) - \frac{4EI_y}{\omega^2} A_3 \Omega_1(\xi) - \\ \frac{4EI_y}{\omega^2} A_4 \Omega_4(\xi) - \frac{EI_y}{\omega^2}\frac{d^2\overline{w}(\xi)}{d\xi^2} \end{aligned} \tag{11}$$

$$\begin{aligned} V_z(\xi) = -\frac{EI_y}{\omega^3}\frac{dw^3(\xi)}{d\xi^3} = \frac{4EI_y}{\omega^3} A_1 \Omega_2(\xi) + \frac{4EI_y}{\omega^3} A_2 \Omega_3(\xi) + \frac{4EI_y}{\omega^3} A_3 \Omega_4(\xi) - \\ \frac{4EI_y}{\omega^3} A_4 \Omega_1(\xi) - \frac{EI_y}{\omega^3}\frac{d^3\overline{w}(\xi)}{d\xi^3} \end{aligned} \tag{12}$$

3 STIFFNESS MATRIX OF BEAMS ON ELASTIC FOUNDATION

Let us consider a double-side fixed beam rested on elastic foundation. Introducing a mathematic model a clockwise coordinate system *x, y, z* is used. No load, except the subsoil resistance, appears on the section *a*-*b*. Due to the load of the neighbouring sections of the beam, the nodes *a*, *b* as well as the beam are deflected. At nodes *a*, *b* are some nodal forces F_{ab}^z, F_{ba}^z and nodal bending moments M_{ab}^y, M_{ba}^y corresponding with nodal deflections and rotations w_a, φ_{ya} and w_b, φ_{yb}, as seen in Fig.2.

The deflection curve of a beam on elastic foundation is given in equations (7) and (10). The terms of the stiffness matrix, are defined as the generalized force reactions at the ends of the beam, due to unit translations and rotations in given in formulas (7) a (10). Since the beam does not have any load, particular integrals $\overline{w}(\xi), \overline{\varphi}_y(\xi)$ will be equal zero.

From

$$\xi = \frac{x}{\omega} = 0 \quad \rightarrow \quad w(0) = w_a = -1 \quad a \rightarrow \quad \varphi(0) = \varphi_a = 0$$

$$\xi = \frac{L}{\omega} = \lambda \quad \rightarrow \quad w(\lambda) = w_b = 0 \quad a \rightarrow \quad \varphi(\lambda) = \varphi_b = 0 \tag{13}$$

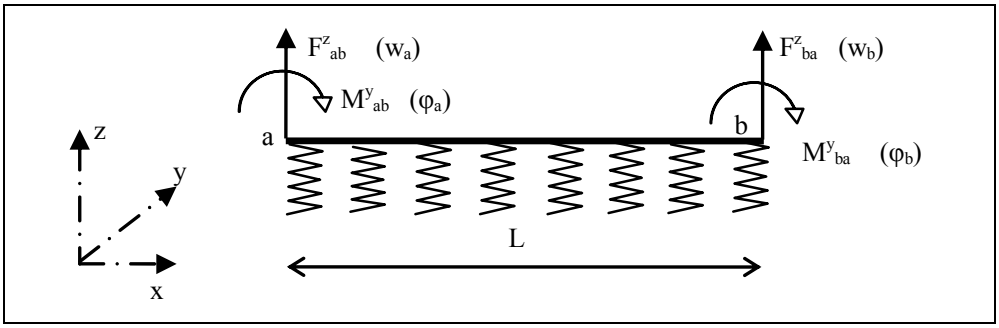


Fig. 2: Member rested on elastic foundation

one may calculate the integration coefficients A_i and after their introducing into the equations (11) and (12) get the first column of the stiffness matrix for the member fixed on the both sides.

Similarly, we determine the second column of the stiffness matrix for the boundary conditions (14)

$$\begin{aligned} \xi = \frac{x}{\omega} = 0 \quad &\rightarrow \quad w(0) = w_a = 0 \quad a \rightarrow \quad \varphi(0) = \varphi_a = 1 \\ \xi = \frac{L}{\omega} = \lambda \quad &\rightarrow \quad w(\lambda) = w_b = 0 \quad a \rightarrow \quad \varphi(\lambda) = \varphi_b = 0 \end{aligned} \tag{14}$$

The third column of the matrix is on the basis of boundary conditions (15)

$$\begin{aligned} \xi = \frac{x}{\omega} = 0 \quad &\rightarrow \quad w(0) = w_a = 0 \quad a \rightarrow \quad \varphi(0) = \varphi_a = 0 \\ \xi = \frac{L}{\omega} = \lambda \quad &\rightarrow \quad w(\lambda) = w_b = -1 \quad a \rightarrow \quad \varphi(\lambda) = \varphi_b = 0 \end{aligned} , \tag{15}$$

and the fourth column due to (16).

$$\begin{aligned} \xi = \frac{x}{\omega} = 0 \quad &\rightarrow \quad w(0) = w_a = 0 \quad a \rightarrow \quad \varphi(0) = \varphi_a = 0 \\ \xi = \frac{L}{\omega} = \lambda \quad &\rightarrow \quad w(\lambda) = w_b = 0 \quad a \rightarrow \quad \varphi(\lambda) = \varphi_b = 1 \end{aligned} \tag{16}$$

The following derived matrix equation for the beam on elastic foundation has the form

$$\begin{Bmatrix} F^0_{za} \\ M^0_{ya} \\ F^0_{zbzb} \\ M^0_{yb} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \eta_1 & \eta_3 & -\eta_6 & \eta_4 \\ \eta_3 & \eta_5 & -\eta_4 & \eta_7 \\ -\eta_6 & -\eta_4 & \eta_1 & -\eta_3 \\ \eta_4 & \eta_7 & -\eta_3 & \eta_5 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} w_a \\ \varphi_{ya} \\ w_b \\ \varphi_{yb} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \overline{F}^0_{za} \\ \overline{M}^0_{ya} \\ \overline{F}^0_{zb} \\ \overline{M}^0_{yb} \end{Bmatrix} , \tag{17}$$

where individual members are

$$\eta_1 = \frac{4EI_y}{L^3}\lambda^3 \frac{\sinh\lambda\cosh\lambda + \cos\lambda\sin\lambda}{\sinh^2\lambda - \sin^2\lambda}$$

$$\eta_3 = \frac{2EI_y}{L^2}\lambda^2 \frac{\sinh^2\lambda + \sin^2\lambda}{\sinh^2\lambda - \sin^2\lambda}$$

$$\eta_4 = \frac{4EI_y}{L^2}\lambda^2 \frac{\sinh\lambda\ \sin\lambda}{\sinh^2\lambda - \sin^2\lambda}$$

$$\eta_5 = \frac{2EI_y}{L}\lambda \frac{\sinh\lambda\cosh\lambda + \cos\lambda\sin\lambda}{\sinh^2\lambda - \sin^2\lambda}$$

$$\eta_6 = \frac{2EI_y}{L^3}\lambda^3 \frac{\sin\lambda\cosh\lambda + \cos\lambda\sinh\lambda}{\sinh^2\lambda - \sin^2\lambda} \tag{18}$$

$$\eta_7 = \frac{2EI_y}{L}\lambda \frac{\sin\lambda\cosh\lambda + \cos\lambda\sinh\lambda}{\sinh^2\lambda - \sin^2\lambda}\ .$$

If there is an external load, then the expressions $\overline{F}_{za}, \overline{M}_{ya}, \overline{F}_{zb}, \overline{M}_{yb}$ are the nodal forces and nodal bending moments of a beam fixed on the both sides rested on elastic foundation from the effects of particular external load. We can also identify them by the Kollár, Djubeková [3].

4 MATRIX DISPLACEMENT METHOD

Consider a simple frame with the beam on elastic foundation in Fig. 2. For columns and beams the classical member stiffness matrix in local coordinate system of both sides clamped member is introduced as follows

$$\mathbf{k}^0 = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI_y}{L^3} & \frac{-6EI_y}{L^2} & 0 & -\frac{12EI_y}{L^3} & -\frac{6EI_y}{L^2} \\ 0 & \frac{-6EI_y}{L^2} & \frac{4EI_y}{L} & 0 & \frac{6EI_y}{L^2} & \frac{2EI_y}{L} \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI_y}{L^3} & \frac{6EI_y}{L^2} & 0 & \frac{12EI_y}{L^3} & \frac{6EI_y}{L^2} \\ 0 & -\frac{6EI_y}{L^2} & \frac{2EI_y}{L} & 0 & \frac{6EI_y}{L^2} & \frac{4EI_y}{L} \end{bmatrix} \tag{19}$$

For the transformation from the local to the global coordinate system, the transformation matrix A for rotation is used

$$\mathbf{A} = \begin{bmatrix} \cos\alpha & \sin\alpha & 0 & -\cos\alpha & -\sin\alpha & 0 \\ \sin\alpha & \cos\alpha & 0 & -\sin\alpha & -\cos\alpha & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 1 \\ -\cos\alpha & -\sin\alpha & 0 & \cos\alpha & \sin\alpha & 0 \\ -\sin\alpha & -\cos\alpha & 0 & \sin\alpha & \cos\alpha & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}\ . \tag{20}$$

A member stiffness matrix in the global coordinate system is determined as follows

$$\mathbf{k} = \mathbf{A}^T \mathbf{k}^0 \, \mathbf{A} \, . \tag{21}$$

And the transformation of force vector from LCS to GCS is by regulation

$$\overline{\boldsymbol{F}} = \mathbf{A}^T \overline{\boldsymbol{F}}^0 \, . \tag{22}$$

The displacements on the whole structure are determined from the system of linear algebraic equations, after the introduction of boundary conditions

$$\mathbf{K} \, \boldsymbol{\delta} = \boldsymbol{RS} \, , \tag{23}$$

where $\boldsymbol{RS}$ we have identified as follows

$$\boldsymbol{RS} = \boldsymbol{R} - \sum \overline{\boldsymbol{F}} \, . \tag{24}$$

After the determination of the displacement vector from the equation (21) we can calculate the nodal force vectors for any member in GCS as follows

$$\boldsymbol{F} = \overline{\boldsymbol{F}} + \mathbf{k} \, \boldsymbol{\delta} \, . \tag{25}$$

The transformation of nodal forces vectors from GCS to LCS is by regulation

$$\boldsymbol{F}^0 = \mathbf{A} \, \boldsymbol{F} \, . \tag{26}$$

Simultaneously, the transformation of the ending forces to the internal forces (27).

$$\begin{Bmatrix} N_a \\ V_a \\ M_{ya} \\ N_b \\ V_b \\ M_{yb} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} F_{xa}^0 \\ F_{za}^0 \\ M_{ya}^0 \\ F_{xb}^0 \\ F_{zb}^0 \\ M_{yb}^0 \end{Bmatrix} \tag{27}$$

5 FRAME ON ELASTIC FOUNDATION

For numerical analysis we consider a simple frame rested on elastic foundation (see Fig.3). The dimensions of columns are 0,3 x 0,3 m, of the beam is 0,3 x 0,4 m, made of concrete (B12.5), modulus of elasticity is 21 GPa.

Foundation beam is considered by dimensions 1 x 1,2 m, made of the same concrete, rested on Winkler´s foundation with the coefficient of the subsoil of 75 MN/m^2 (medium compressed gravel and sand).

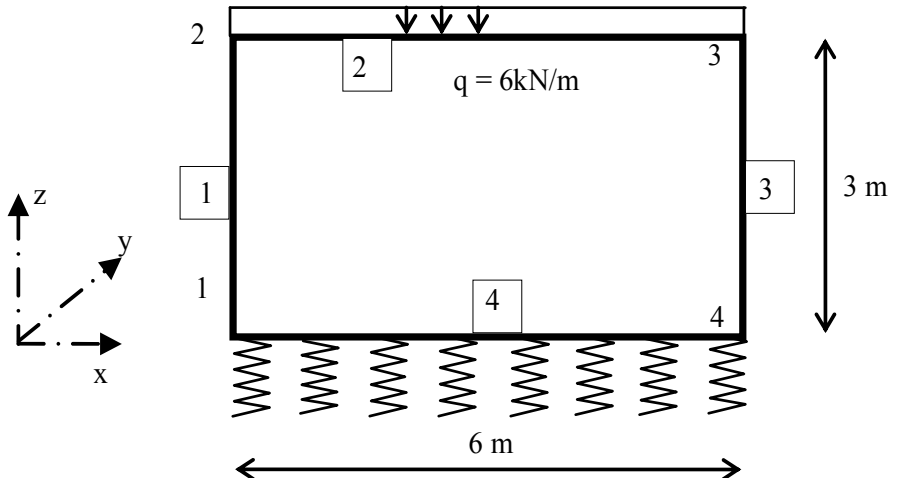


Fig. 3: Frame made of concrete rested on Winkler´s foundation

5.1 Calculation by generalized displacement method

The frame is solved by general displacement method in matrix formulation described in section 4. Stiffness matrices for members *1*, *2* and *3* shall be considered due to (19).

For the beam *4* rested on elastic foundation we consider the stiffness matrix due to (17), supplemented with horizontal nodal forces into matrix

$$\begin{Bmatrix} F_{xa}^0 \\ F_{za}^0 \\ M_{ya}^0 \\ F_{xb}^0 \\ F_{zb}^0 \\ M_{yb}^0 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \eta_2 & 0 & 0 & -\eta_2 & 0 & 0 \\ 0 & \eta_1 & \eta_3 & 0 & -\eta_6 & \eta_4 \\ 0 & \eta_3 & \eta_5 & 0 & -\eta_4 & \eta_7 \\ -\eta_2 & 0 & 0 & \eta_2 & 0 & 0 \\ 0 & -\eta_6 & -\eta_4 & 0 & \eta_1 & -\eta_3 \\ 0 & \eta_4 & \eta_7 & 0 & -\eta_3 & \eta_5 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_a^0 \\ w_{aa}^0 \\ \varphi_{ya}^0 \\ u_b^0 \\ w_b^0 \\ \varphi_{yb}^0 \end{Bmatrix}, \tag{28}$$

where $\eta_2 = \dfrac{EA}{L}$.

The resulting internal forces on members are shown in Tab. 1.

Tab. 1: Internal forces on the frame

	member 1	member 2	member 3	member 4
$\mathbf{N_a}$(kN)	-36,00	-8,22	-36,00	0,00
$\mathbf{V_a}$(kN)	-8,22	36,00	8,22	-36,00
$\mathbf{M_a}$(kNm)	8,20	-16,45	-16,45	-8,20
$\mathbf{N_b}$(kN)	-36,00	-8,22	-36,00	0,00
$\mathbf{V_b}$(kN)	-8,20	-36,00	8,22	36,00
$\mathbf{M_2}$(kNm)	-16,45	-16,45	8,20	-8,20

In nodes *1* and *4*, the vertical displacement is $w = -1{,}93.e^{-4}$m and in nodes *2* and *3* $w = -1{,}14.e^{-3}$ m.

5.2 Solution using the program Nexis

For numerical solution we use the program Nexis based on using the FEM. Boundary conditions are as follows: the displacement at node *1* and *4* in the *x*-direction is equal zero. Properties and the characteristics of cross-sectional area are entered in state 5.

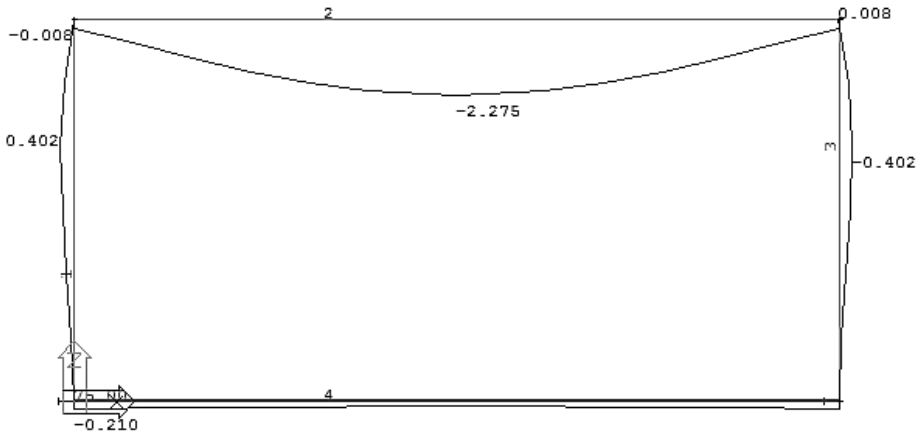


Fig. 4: Diagram of deflections of frame on elastic foundation in milimeters

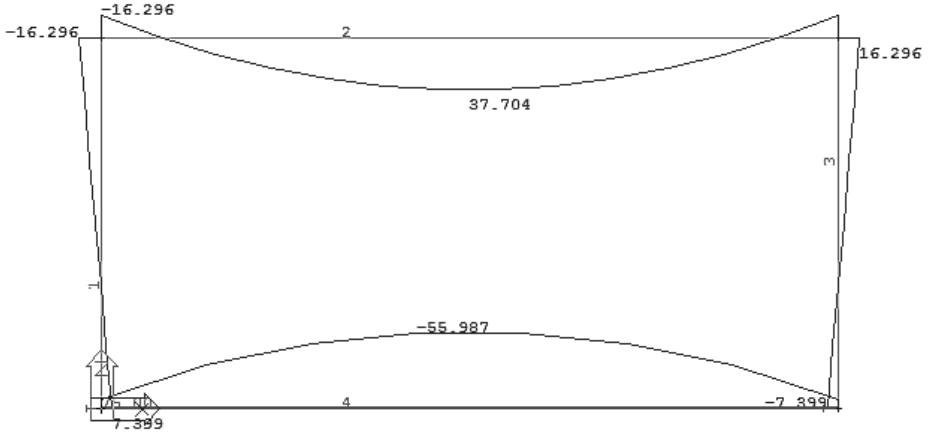


Fig. 5: Diagram of bending moments of the frame in *kNm*

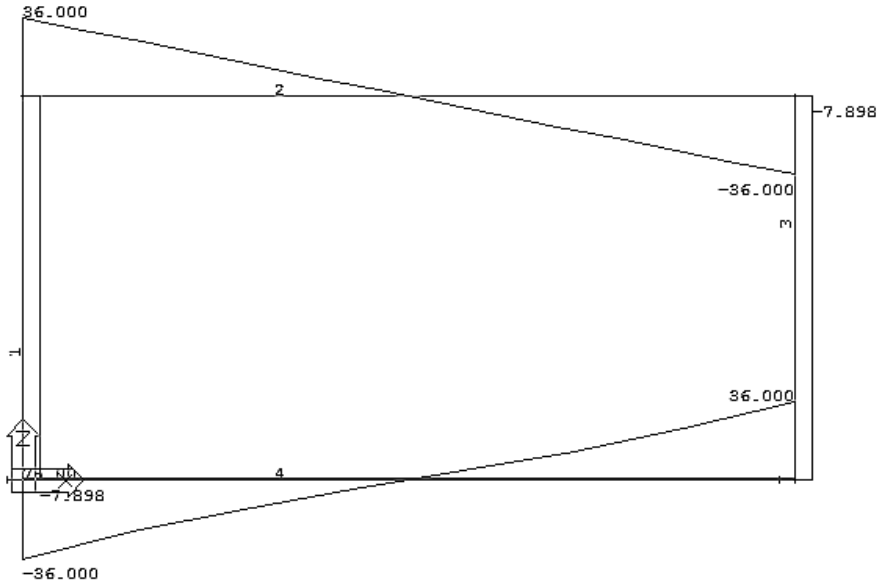


Fig. 6: Diagram of shear forces of the frame in kN

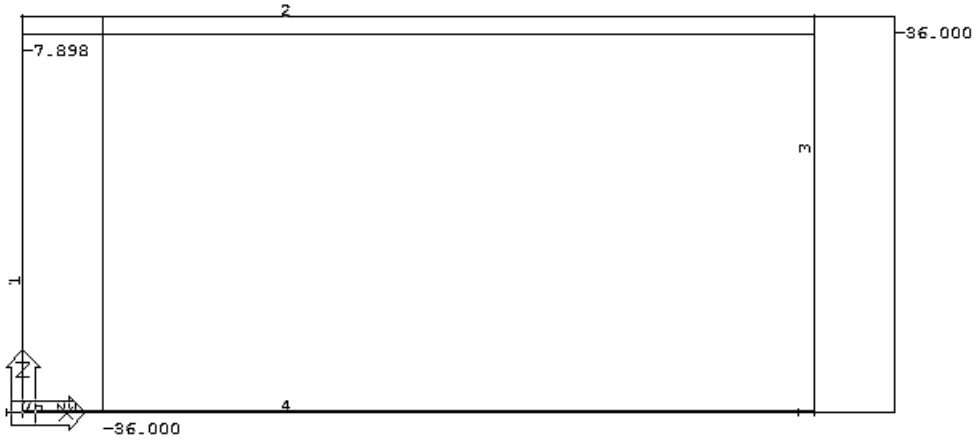


Fig. 7: Diagram of normal forces for the frame rested on Winkler foundation in *kN*

6 CONCLUSION

An analysis of frames and beams rested on elastic foundation is quite a frequent task. However, the stiffness matrix of a beam on elastic foundation can be quite easy incorporated into the calculation of the frames by using general matrix methods. Today, computers are usually already dealt with through such structures using FEM, as shown in Jančo [5] or Kormaníková, Kotrasová [7], [8].

ACKNOWLEDGEMENTS

The paper was supported by grant from Grant Agency of VEGA in Slovak Republic No. 1/1186/12 and for the financial aid APVV 4th project EN-CZ-0028-11.

REFERENCES

[1] EISENBERGER, M., YANKELEVSKY, D. Z. Exact stiffness matrix for beams on elastic foundation. *Computers & Structures*. Great Britain, Pergamon Press Ltd., 1985, Vol.21, No.6, pp.1335-1359. ISSN 0045-7949/85.

[2] KOLLÁR, P., DJUBEKOVÁ, V. Ohyb a krútenie nosníkov premennej tuhosti na pružnom podloží. *Inženýrske stavby* 9 -1978. str. 437-445.

[3] KOLLÁR, P., DJUBEKOVÁ, V. Ohyb a krútenie nosníkov stálej tuhosti na pružnom podloží. *Inženýrske stavby 2* -1977.

[4] FRYDRÝŠEK, K. *Nosníky a rámy na pružnom podloží*. Ostrava 2006,VŠB-Technická univerzita, ISBN 80-248-1244-4.

[5] JANČO, R. Solution Methods for Beam and Frames on Elastic Foundation Using the Finite Element Method. In *Mechanical Structures and Foundation Engineering*, 2010, International scientific conference MSFE 2010.

[6] JENDŽELOVSKÝ, N. *Modelovanie základových konštrukcií v MKP*. Nakladateľstvo STU v Bratislave, 2009, ISBN 978-80-227-3025-9.

[7] KOTRASOVÁ, K., KORMANÍKOVÁ, E. Frekvenčná analýza základovej dosky na Winklerovom modeli podložia. In: *Pozemné komunikácie a dráhy*. Roč. 6, č. 1-2 (2010), s. 17-24. ISSN 1336-7501.

[8] KOTRASOVÁ, K., KORMANÍKOVÁ, E. The ground plate on the Winkler foundation (Základová doska na Winklerovom podklade). In *Modelování v mechanice 2009*. - Ostrava : VŠB TU, 2009 P. 1-6. ISBN 9788024820163.

Reviewers:

Doc. Ing. Roland Jančo, Ph.D., ING-PAED IGIP, Institute of applied mechanics and mechatronics, Faculty of Mechanical Engineering, Slovak University of Technology in Bratislava.

Doc. Ing. Eva Kormaníková, PhD., Department of Structural Mechanics, Faculty of Civil Engineering, Technical University of Košice.

Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské - Technické univerzity Ostrava
číslo 2, rok 2012, ročník XII, řada stavební
článek č. 47

Zdeněk VAŠEK[1], Petr JANAS[2]

OCELOVÉ VÝROBKY PRO POUŽITÍ V PODZEMNÍM A DŮLNÍM STAVITELSTVÍ

STEEL PRODUCTS IN CIVIL ENGINEERING AND MINES

Abstrakt

Skupina ArcelorMittal vyrábí velmi široký sortiment ocelových profilů. Součástí této skupiny je i *Výzkum a vývoj*, který je zaměřen hlavně na automobilový průmysl, energetiku a konstrukce. ArcelorMittal Ostrava a.s. patří mezi společnosti skupiny ArcelorMittal disponující kompletním uzavřeným hutním cyklem výroby oceli a její sortiment představují ploché výrobky, profilové tyče, tyče jednoduchého průřezu a drát. Jedním ze speciálních výrobků jsou důlní ocelové výztuže, jejichž vývoji je v poslední době věnována zvýšená pozornost. Ve spolupráci s Fakultou stavební VŠB-TU Ostrava jsou práce soustředěny především na hodnocení únosnosti výztuží, vyráběných z nových vysokopevných ocelí.

Klíčová slova

Důlní ocelová výztuž, profilové tyče, ohybové zkoušky, únosnost.

Abstract

Product mix of ArcelorMittal group includes very wide numbers of steel products. Research and Development focused on automotive, energy and construction is one of the main part of group. ArcelorMittal Ostrava is a member of the company with full metallurgical cycle and its products represent flat products, sections, merchant bars and wire. Steel mine supports are the special profiles that are developed very hard last time. The works are focussed to evaluation of the mine support carrying capacity made of high strength steel in collaboration with Faculty of Civil Engineering of VŠB-TU Ostrava.

Keywords

Steel mine support, sections, bending test, carrying capacity.

1 ÚVOD

ArcelorMittal je předním světovým výrobcem ocelových výrobků. Výrobní jednotky lze nalézt ve více než 27 zemích světa. Celková roční produkce ocelových výrobků dosáhla v roce 2011 85,8 miliónů tun oceli, z toho v Evropě bylo vyrobeno 27,1 mil t v segmentu plochých výrobků a 12,5 mil t v segmentu dlouhých výrobků [1]. ArcelorMittal disponuje celkovou výrobní kapacitou 125 mil t surové oceli a soustřeďuje se na výrobu plochých, dlouhých výrobků a trubek. V segmentu dlouhých výrobků je výroba soustředěna na betonářské oceli, profily a ocelové nosníky různých rozměrů [2] a jakostí. Je jedním z největších výrobců vysokopevných ocelí pro větrné elektrárny a pilotní společností ve výrobě štětovnic. Mezi speciální výrobky se pak řadí i důlní ocelové výztuže, vyráběné rovněž v ArcelorMittal Ostrava.

[1] Ing. Zdeněk Vašek, Ph.D., ArcelorMittal Ostrava a.s., Vratimovská 689, 707 02 Ostrava – Kunčice, tel.: (+420) 595 687 787, e-mail: zdenek.vasek@arcelormittal.com

[2] doc. Ing. Petr Janas, CSc., Katedra stavební mechaniky, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 308, e-mail: petr.janas@vsb.cz

2 PROFILY PRO DŮLNÍ A PODZEMNÍ STAVITELSTVÍ A JEJICH VÝROBA

Jednou z oblastí rozvoje v posledních letech je i výroba nových typů důlních výztuží. Problematika technologie výroby důlních ocelových výztuží byla v ArcelorMittal Ostrava a.s. zahájena již v 60. letech a intenzivně rozvíjena v 80. letech minulého století [3]. Během této periody byla provedena v souvislosti s inovací německých standardů a měnících se podmínek dobývání uhlí řada úprav při výrobě ocelových výztuží, a to jak metalurgických, tak i rozměrových. Rozměrové řady výztuží jsou dnes směrovány k vyšším hmotnostním stupňům a, zejména v současné době aktuální, unifikaci typu profilů. Vyráběný sortiment důlních ocelových výztuží zahrnuje v současné době profily typu K, P, ale především TH, válcované v rozměrových řadách, uvedených v tab. 1.

Tab. 1 Profily válcované na válcovací trati HCC

Typ profilu	G [kg/m]	S [cm^2]	J_x [cm^4]	J_y [cm^4]	W_x [cm^3]	W_y [cm^3]
P28	27,94	35,6	596	698	92	94
K21	20,74	26,4	319	356	61	58
K24	23,67	30,2	372	404	69	65
TH16,5	16,70	21,3	173	227	38	43
TH21	20,92	26,7	324	410	60	64
TH29	29,00	37,0	616	775	94	103
TH34	33,90	43,1	892	1205	128	141
TH36	35,90	45,7	969	1265	136	148

Z pohledu rozměrového sortimentu došlo od roku 2007 k odklonu od původně českých profilů P28 ve prospěch německých profilů TH, hlavně o metrové hmotnosti 29 kg. Dalším trendem je nárůst výroby a aplikace nejtěžšího vyráběného profilu TH36, respektive TH34.

V důsledku používání progresivních technologií a mechanizace při hlubinném dobývání dochází k postupnému zvětšování světlých průřezů důlních děl, což vede i k modifikaci tvaru ocelových oblouků, jejich konstrukce a materiálového řešení. Poddajná ocelová výztuž je určena k vyztužování důlních děl, kde je vystavena statickým a dynamickým účinkům horninového masivu. Důležitým parametrem je tedy únosnost celého kompletu, která je kvalifikována ohybovou únosností profilu a odporem proti prokluzu. Odolnost proti ohybu je dána zejména ohybovým momentem odporu profilu a mezí kluzu respektive pevností použitého materiálu a odpor proti prokluzu tvarem profilu, kvalitou povrchu, konstrukcí spojovacích prvků a jejich dotažením. Při pohybech horniny v porubních chodbách by měly být tlakové účinky do značné míry eliminovány prokluzem ocelové výztuže a jejich "uvolněním". Poddajná ocelová výztuž má mít při překročení mezního zatížení schopnost prokluzu bez vzniku plastické deformace. Pro zachování světlosti chodby je však naopak vhodné, aby k prokluzu došlo co nejpozději. Únosnost kompletu je tedy výsledkem celé řady jeho vlastností, ale i vlastností okolní horniny a způsobu zabudování důlní výztuže.

Profily P28, K21 a K24 jsou válcovány podle norem KN 41 5642, resp. KN 41 5641, zatímco profily TH16,5 – TH36 jsou definovány normou DIN 21530. Jako vstupní materiál je pro výrobu používán plynule litý předlitek o rozměrech 180x180 mm, čímž je při válcování dosahováno celkového prodloužení v rozsahu násobku 7,1 – 15,2. Celkový stupeň deformace při tváření v kombinaci s chemickým složením a teplotním profilem válcování pak zabezpečuje požadované mechanické vlastnosti.

Vyválcované rovné tyče důlních ocelových výztuží se rovnají na dvou samostatných devítiválečkových rovnačkách SIMAC. Tyče profilů pro důlní výztuž jsou rovnány po ochlazení na teplotu max. 150 °C rychlostí do 3 m/s. Během procesu rovnání dochází k plastickým deformacím rovnaného profilu a to v závislosti na kalibraci válců a velikosti rovnacích sil. Způsob rovnání tak ovlivňuje i výsledné vlastnosti důlní ocelové výztuže jejím deformačním zpevněním. Z výsledků [4]

lze usuzovat na výrazné deformační zpevnění oceli 31Mn4 po rovnání v oblasti kořene profilu, které se projevuje zejména zvýšením meze kluzu a to až o 31%.

3 ZATĚŽOVACÍ ZKOUŠKY DŮLNÍCH OCELOVÝCH VÝZTUŽÍ Z PROFILU TH29

Důlní výztuž se musí vyznačovat nejen řadou materiálových charakteristik, ale i optimálními funkčními a prokluzovými vlastnostmi poddajných spojů. Ocelová oblouková výztuž je tvořena zpravidla třemi a více zkruženými nebo i rovnými díly, které se vzájemně spojují šroubovými nebo třmenovými spoji. Při jejím navrhování je nutné určovat její únosnost, což se může provádět buď simulačními programy, nebo laboratorními zkouškami. Ohybové zkoušky a zkoušky spojů (prokluzové zkoušky) jsou základními dílčími zkouškami, které ověřují odolnost výztuže při prostém ohybu, charakterizované ohybovými momenty podle způsobu zatěžování a zkoušky spojů (prokluzové zkoušky), umožňující stanovit střední nosnost spoje při poddajném provedení spoje výztuží.

Odpor proti prokluzu vymezuje oblast zatížení, kdy se výztuž chová poddajně a oblast zatížení, pro kterou se chová nepoddajně. Prokluz nastává, dosahuje-li velikost normálové síly v místě s přeplátovanými (spojovanými) díly hodnoty odporu proti prokluzu a únosnost výztuže je pak dána hodnotou zatížení, při kterém prokluz nastává [5]. Prokluzy v místech spojů omezují trvalý růst a kumulaci pružné deformační energie ve výztuži a tím chrání výztuž před trvalými deformacemi. Při prokluzu se uvolňuje z výztuže pružná deformační energie a přeměňuje se zejména v teplo, vznikající třením prokluzujících dílů.

S ohledem na snahu o zvýšení únosnosti ocelových oblouků byl zahájen vývoj nové důlní ocelové výztuže s vyššími pevnostními parametry, Snaha o výrobu důlní ocelové výztuže z kvalitnější oceli je opodstatněná. Dobývací práce největších potenciálních odběratelů důlní výztuže postupují do stále větších hloubek a zvětšují se také profily vyztužovaných důlních děl. V podzemí se ve velké míře používá doprava na tzv. závěsné drážce, kdy je důlní výztuž zatížená nemalými bodovými silami. Rostou proto požadavky na hmotnější výztuže a současně snahy o alespoň částečnou eliminaci růstu hmotnosti využitím výztuží z kvalitnější oceli. S tímto záměrem byl koncipován projekt TA01010838 TAČR Výzkum a vývoj technologie výroby důlních ocelových výztuží vyráběných řízeným válcováním.

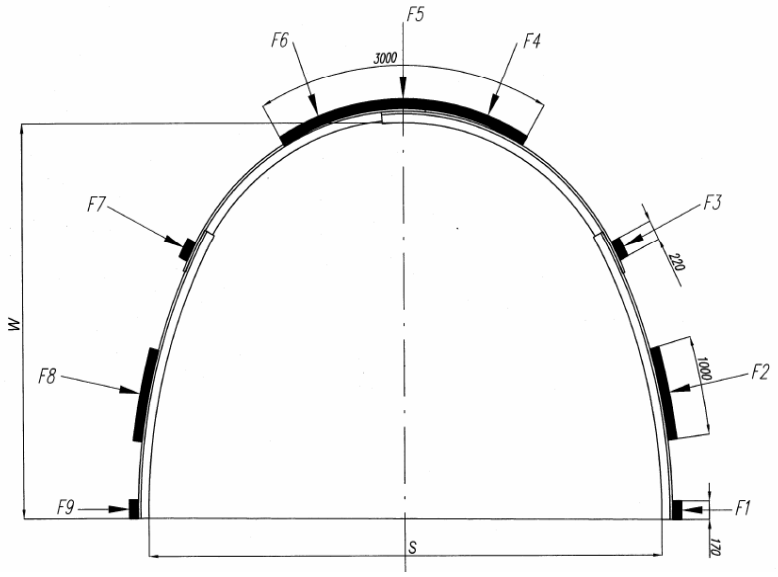
Základní mechanické vlastnosti používaných ocelí včetně přepokládaných vlastností nově vyvíjené oceli jsou v tabulce č. 2.

Tab. 2 Mechanické vlastnosti ocelí

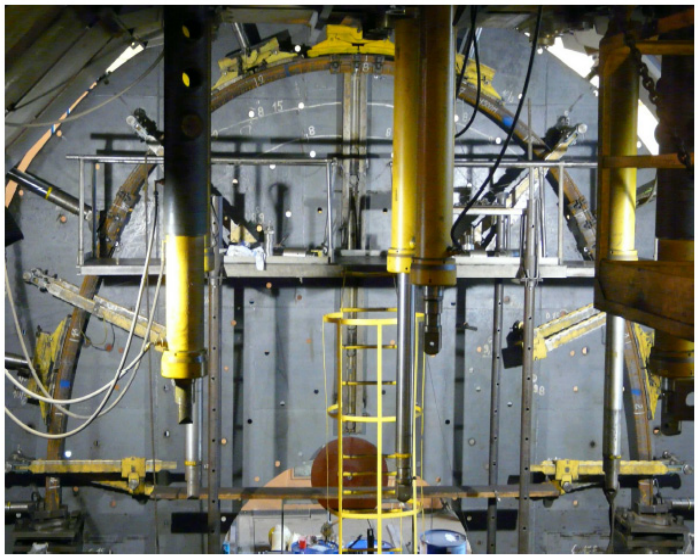
ČSN	DIN	Re [MPa]	Rm [MPa]	A5 [%]
11500 (E295)		min. 295	min. 470	20
	31Mn4	min. 350	min. 550	15-18
Nová ocel		min. 480	min. 650	18
KN 412130		min. 510	min. 690	15

Důlní ocelové výztuže z nově vyvíjené oceli jsou testovány metalograficky, ocel je analyzována z hlediska mechanických vlastností a vyválcované profily této oceli jsou analyzovány i experimentálně. Jsou prováděny první ověřovací ohybové zkoušky na rovných tyčích a prokluzové zkoušky. Byla provedena i první zkouška zatížení celého oblouku v laboratorních podmínkách. Smyslem těchto prací je ověřit vlastnosti vyvíjeného materiálu, prvků důlní výztuže a nakonec celých výztužních kompletů. Získané výsledky se srovnávaly s výsledky dosažené s běžně používanou výztuží z oceli 31Mn4.

Zkoušky celých výztužních oblouků simulují zatížení výztuže v důlních podmínkách při zvoleném zatížení [7]. Realizují se dle metodiky PN-92 G-1500/05, kdy je výztužní oblouk nejdříve zatěžován v nepoddajném provedení. Na výztuž působí aktivní síly, vyvolávané silami F_4, F_5 a F_6 a pasivní síly F_1, F_2 a F_3 respektive F_7, F_8, a F_9 (obr. 1, 2). Při této zkoušce se měří zejména celková aktivní síla působící na výztuž a zmenšení výšky výztuže (viz obr. 3).



Obr. 1: Schéma zatížení obloukové výztuže
(F_4, F_5 a F_6 – aktivní síly, F_1,F_2, F_3,F_7, F_8 a F_9 – pasivní síly)

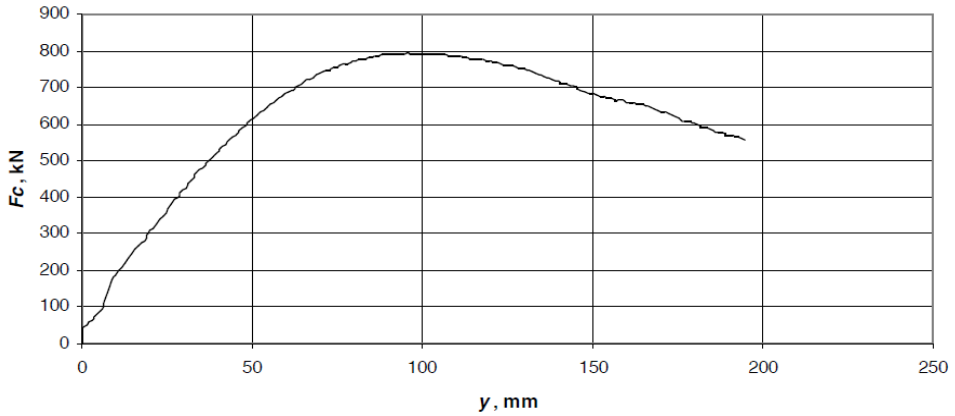


Obr. 2: Výztuž SP 16/4 před zkouškou

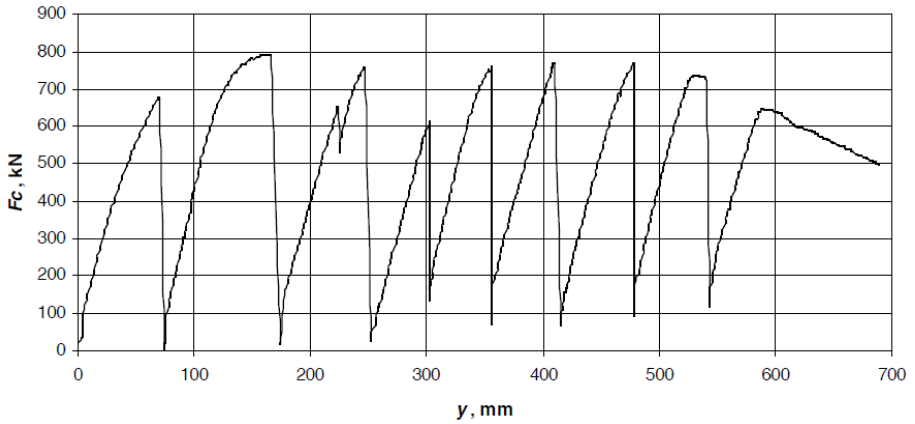
Obdobně se postupuje u zkoušek výztuží v poddajném provedení. Při dosažení hodnot normálových sil N v místech kluzných poddajných spojů odpovídajících odporu proti prokluzu T pak dochází k prokluzu výztuže ve spojích. Současně nastává odlehčení výztuže, jak je patrné z obr. 4 a 5.

Velikost aktivních sil působících na poddajnou výztuž je přitom poněkud nižší než u nepoddajné výztuže, výztuž však umožňuje podstatně větší deformace bez vzniku trvalých deformací profilu výztuže. Odpor výztuže proti prokluzu je ovlivněn celou řadou faktorů. Patří k nim také normálová síla působící mezi spojenými profily. Ta je ovlivněna dotažením šroubových spojů. Pro ověření se proto u zkoušek dle obr 4 a obr. 5 volil jiný utahovací moment šroubů spojů (400 a 450Nm). Ve dvou provedených zkouškách, jejichž výsledky nelze zobecňovat, se projevil poněkud vyšší utahovací moment na únosnosti výztuže u nově vyvíjené oceli, ne pak na celkové hodnotě snížení celkové výšky profilu. U zkoušky kde byl vyšší utahovací moment, došlo k výraznějšímu snížení.

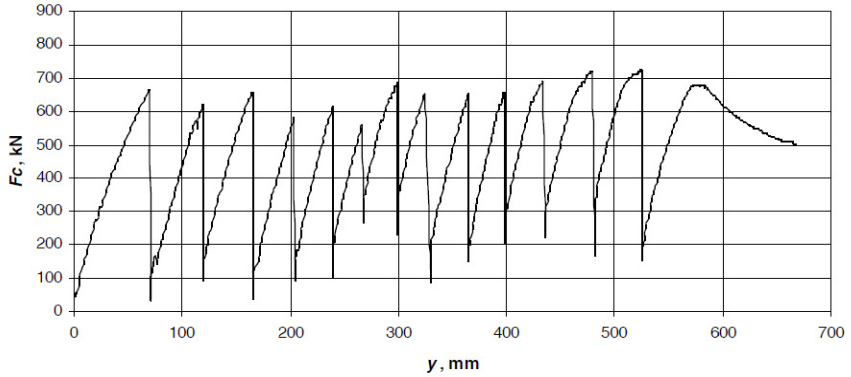
Stejné zkoušky byly provedeny i s výztuží SP16/4 z profilu TH 29 a z oceli 31Mn4, která se dnes běžně používá. Srovnání získaných výsledků vyplývá z tabulky č. 3.



Obr. 3: Průběh zatížení a posunutí vrcholu oblouku
nepoddajné výztuže SP16/4 z profilu TH 29 a z vyvíjené oceli



Obr. 4 Průběh aktivního zatížení a posunutí vrcholu oblouku poddajné
výztuže SP16/4 z profilu TH 29 a z vyvíjené oceli (zkouška 12-50-1)
při dotažení spojů kroutícím momentem 450Nm



Obr. 5 Průběh aktivního zatížení a posunutí vrcholu oblouku poddajné výztuže SP16/4 z profilu TH 29 a z vyvíjené oceli (zkouška 12-50-3)při dotažení spojů kroutícím momentem 400Nm

Tab. 3 Srovnání výsledků zkoušky oblouku SP 16/4, TH29

zkouška	12-50-2	12-50-2	12-50-1	12-50-1	12-50-3	12-50-3
charakter.	nepoddajná	nepoddajná	poddajná Mk 450Nm	poddajná Mk 450Nm	poddajná Mk 400Nm	poddajná Mk 400Nm
	F_{max} [kN]	y [mm]	F_c [kN]	y_c [mm]	F_{max} [kN]	y_c [mm]
Nová ocel	793	95	727	544	658	524
31Mn4	652	90	544	283	516	553
srovnání	**1,216**	**1,056**	**1,336**	**1,922**	**1,275**	**0,948**

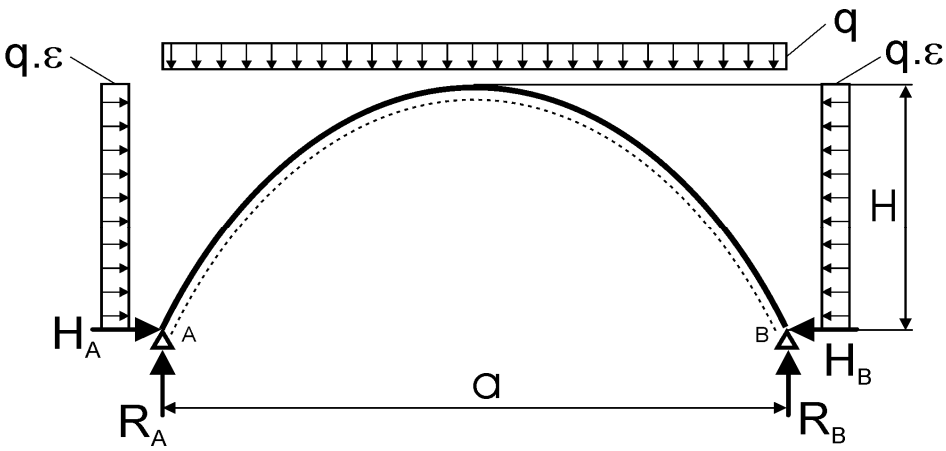
Z tabulky vyplývá, že únosnost výztuže v nepoddajném i v poddajném provedení z nové výztuže je ve všech srovnávaných případech vyšší. Ve většině případů byla vyšší i deformace profilu při dosažení únosnosti, po které nastává trvalá deformace profilu výztuže. V jednom případě tomu bylo jinak (zkouška 12-50-3) a příčinu lze zde hledat zejména ve funkci spojů.

4 SROVNÁVACÍ VÝPOČTY ÚNOSNOSTI OCELOVÝCH OBLOUKOVÝCH VÝZTUŽÍ Z RŮZNÝCH OCELÍ

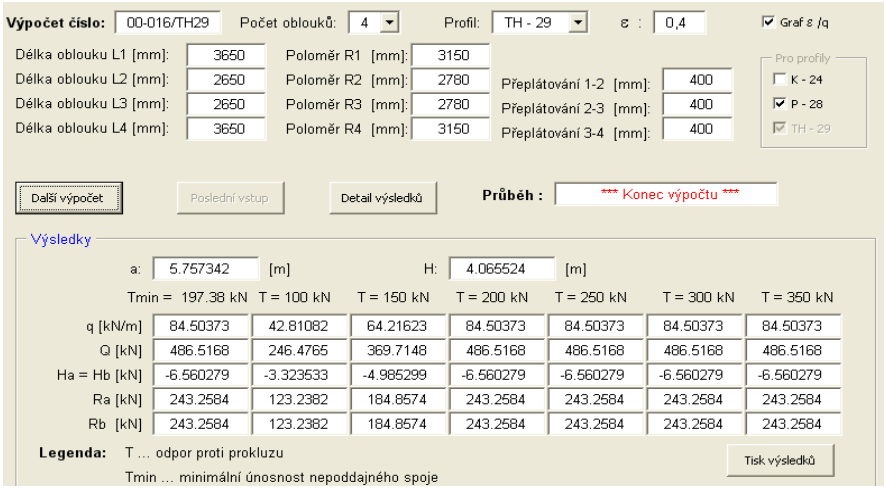
Experimentální hodnocení a srovnávání výztuží na zkušebním zařízení je užitečné, avšak ekonomicky náročné. Skutečné důlní podmínky mohou být často velmi různé. Projektant musí přitom výztuže důlních děl navrhovat velmi operativně. Zejména z těchto důvodů byl v minulosti vyvinut software, který je k tomuto účelu operativně využitelný. Výpočtové programy jsou ovšem aplikovatelné rovněž pro srovnávání důležitých vlastností poddajné a nepoddajné výztuže stejné konstrukce lišící se vlastnostmi použitelné výztuže. K tomuto účelu byl využit modifikovaný výpočetní program [6], který je nově přepracováván podle aktuálních požadavků vývoje používaných profilů a jakostí.

4.1 Výpočet únosnosti výztuží 00-0-16 z profilu TH29 a z nově vyvíjené oceli a z oceli 31Mn4

Uvedená výztuž je používaná v podmínkách OKD a.s. Geometrické rozměry výztuže odpovídají podkladům dodávaným výrobcem. V modelovém výpočtu se předpokládá, že výztuž je dvojkloubově uložena a zatížená dle obr. 6



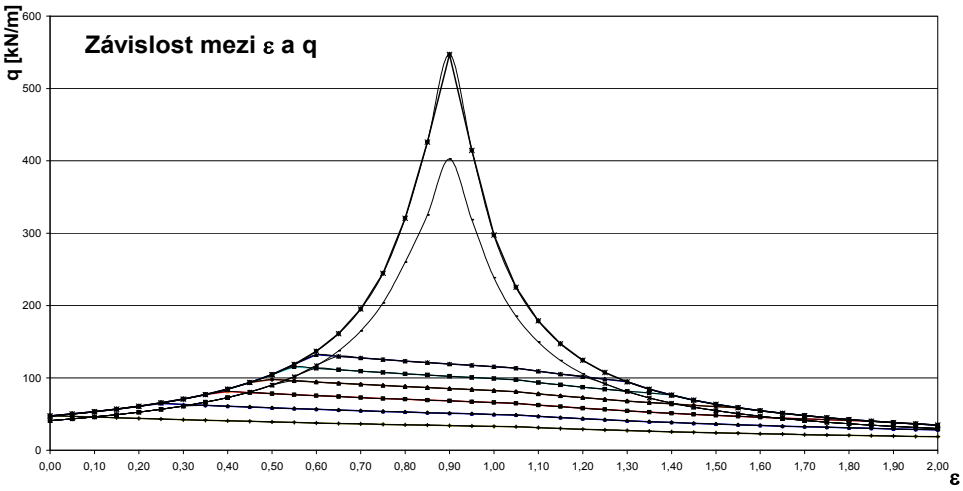
Obr. 6 Zatěžovací schéma obloukové výztuže.



Obr. 7 Zadávací a výstupní formulář výpočtu únosnosti výztuže 00-0-16/TH-29 z nově vyvíjené oceli

Únosnost výztuže se počítala pro profil TH29 z nově vyvíjené oceli a z oceli 31Mn4. Ve výpočtech se měnil poměr bočního a svislého zatížení ε. Zadávací formulář výpočtů je na obr. 7. Na tomto formuláři jsou také výsledky výpočtu pro ε =0,4 a to jak pro nepoddajnou výztuž, tak také pro výztuž v poddajném provedení.

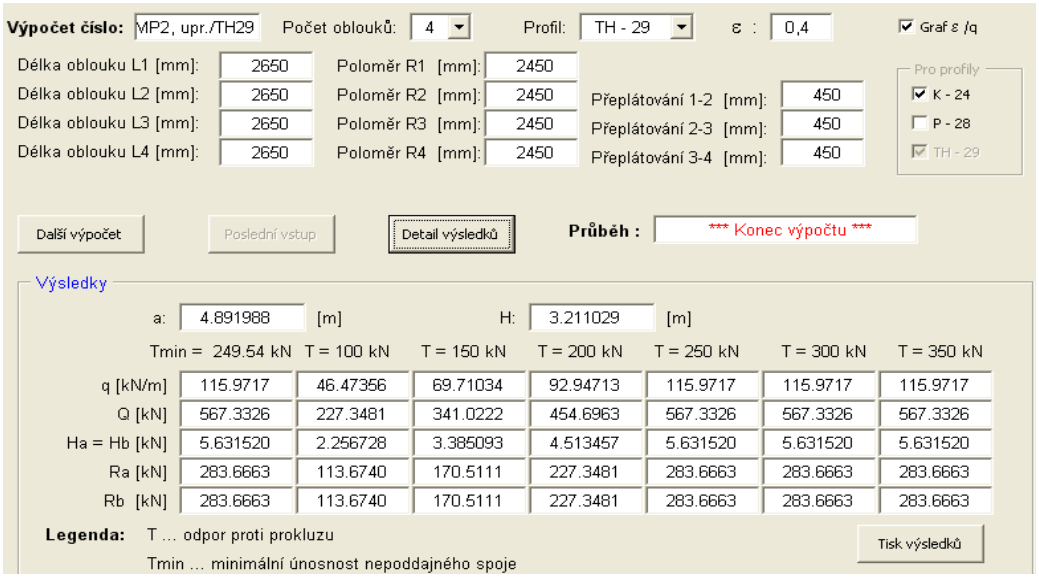
Graficky jsou hodnoty únosností pro oba typy výztuží uvedeny na obr. 8. Únosnost výztuže z mikrolegované oceli je vyšší zejména v nepoddajném provedení. Projevují se tady vyšší hodnoty meze kluzu i meze pevnosti materiálu. V poddajném provedení únosnost výztuže limituje do značné míry odpor proti prokluzu. Pro oba uvažované materiály jsou uvažovány hodnoty odporu proti prokluzu ve výši T= 100, 150, 200, 250, 300 a 350 kN. Únosnost výztuží z různých materiálů může být pro stejný odpor proti prokluzu stejná. U kvalitnější oceli se však rozšiřuje pásmo zatížení, při kterém se ocelová oblouková výztuž chová poddajně.



Obr. 8 Únosnost výztuže 00-0-16/TH-29 z oceli 31Mn4 a
z nově vyvíjené oceli s odporem proti prokluzu
T= 100, 150, 200, 250, 300 a 350 kN

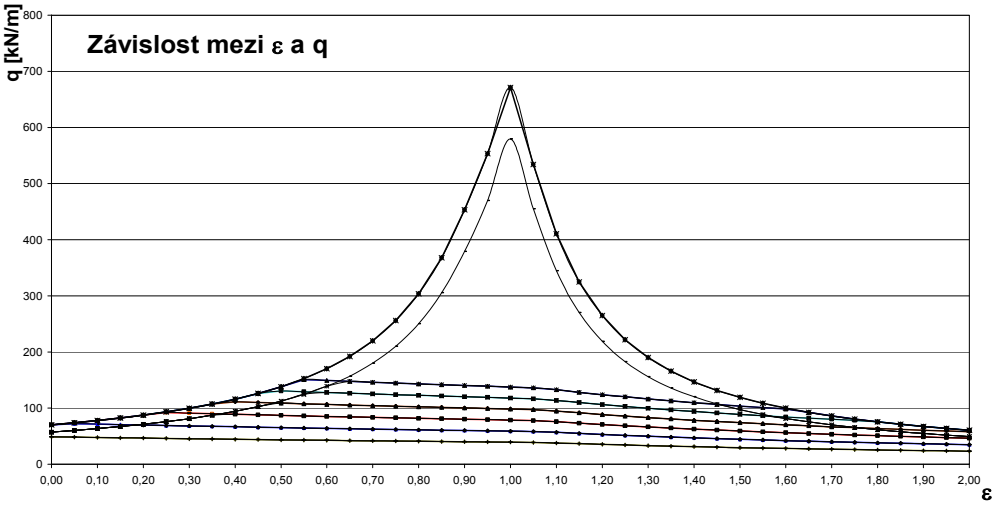
4.2 Výpočet únosnosti upravené výztuže MP2 z profilu TH29 a z nově vyvíjené oceli a z profilu K24 a oceli 12130

Výztuž MP2 je sedmidílná uzavřená výztuž používaná na dole Velenje ve Slovinsku. Provedený výpočet předpokládá, že výztuž je pouze čtyřdílná, otevřená a dvojkloubově uložená. Jedná se tedy o upravenou výztuž, jejíž geometrické parametry jsou převzaty z geometrických parametrů originální výztuže. Takto upravená výztuž byla analyzována z hlediska únosnosti pro profil K24 z oceli 12130 a pro profil TH29 z nově vyvíjené oceli. Zadávací formulář včetně výsledků únosnosti pro ε=0,4 je na obr. 9.



Obr. 9 Zadávací a výstupní formulář výpočtu únosnosti výztuže MP2upravené/TH-29 z z nově vyvíjené oceli

Na obr. 10 je pak únosnost pro oba uvažované typy výztuží znázorněna graficky. Je zřejmé, že únosnost výztuže TH29 z nově vyvíjené oceli je vyšší a to opět zejména v nepoddajném provedení.



Obr. 10 Únosnost výztuže MP2 upravené/TH-29 z nově vyvíjené oceli a výztuže MP2 upravené/K24 z oceli 12130 s odporem proti prokluzu T= 100, 150, 200, 250, 300 a 350 kN

Projevují se zde zejména vyšší hodnoty průřezových charakteristik profilu TH29 ve srovnání s profilem K24, i když mechanické vlastnosti oceli 12130 jsou vyšší než u nově vyvíjené oceli. V poddajném provedení únosnost výztuže opět limituje do značné míry odpor proti prokluzu. U hmotnější výztuže TH29 se však opět rozšiřuje pásmo zatížení, při kterém se ocelová oblouková výztuž chová poddajně. Z provedených výpočtů jednoznačně vyplývá, že výztuž z profilu TH29 z nově vyvíjené oceli může přinejmenším nahradit stejnou výztuž z profilu K24 a z oceli 12130 v podmínkách Dolu Velenje. Důležité je ovšem ověření chování této výztuže v podmínkách in situ, a to i s ohledem na skutečné odpory proti prokluzu a interakci výztuže s okolním prostředím.

5 ZÁVĚR

ArcelorMittal Ostrava a.s. je součástí skupiny ArcelorMittal, jejímž hlavním výrobním programem jsou profilové a obchodní tyče, ploché výrobky a drát. Mezi speciální vyráběné profily pak patří i důlní výztuže. Za účelem zvýšení únosnosti důlních ocelových výztuží je řešen ve spolupráci s Fakultou stavební VŠB-TUO projekt, zabývající se vývojem nové jakosti oceli pro jejich výrobu.

Výsledky teoretických rozborů profilů K24, TH29 a TH34 z oceli 31Mn4, 12130 a nově vyvíjené oceli ukazují, že nově vyvíjená ocel se na kvalitě výztuže příznivě projevuje. Profil TH29 z této oceli by mohl vhodně nahradit v podmínkách Dolu Velenje výztuž o menší hmotnosti K24/12130, i když je kvalita výztuže z tohoto profilu vyrobená velmi vysoká. Profil TH29 z vyvíjené oceli by mohl v budoucnu nahradit ocel 31Mn4 v podmínkách OKD, a.s. Tato výztuž vykazuje vyšší únosnost a umožní rozšířit své použití i v podmínkách, kde by se jinak musel volit větší hmotnostní stupeň, i když výztuž TH29 z vyvíjené oceli zcela nenahradí profil TH34 ze stávající vyráběné oceli. V budoucnu bude účelné z vyvíjené oceli vyrábět důlní výztuž i v profilu TH34. Podle prvních výpočtů by bylo využití výztuže TH29 z nové oceli velmi efektivní i v některých podmínkách HBP. Toto musí ovšem prokázat experimentální ověření v důlních podmínkách, což ostatně platí pro všechny lokality, kde aplikace výztuže z vyvíjené výztuže přichází v úvahu.

Teoretické hodnoty únosnosti výztuže z nově vyvíjené oceli jsou vysoké a jsou, jak ukazují ohybové zkoušky, zajištěné. Tyto zkoušky však současně signalizují, že rezerva meze kluzu je u profilu TH29 z nově vyvíjené oceli menší, než u doposud vyráběné oceli. Z tohoto hlediska bude účelné věnovat další úsilí dosažení vyšších rezerv pevnostních vlastností vyráběné výztuže. Řádné využití vlastností nově vyvíjené výztuže vyžaduje rovněž řešení únosnosti důlních výztuží ve spojích.

PODĚKOVÁNÍ

Tento článek byl realizován v rámci projektu TA01010838 (Technologická agentura České Republiky).

LITERATURA

[1] ArcelorMittal, Roční zpráva 2011, http://www.arcelormittal.com/corp/news-and-media/publications-and-reports/annual-reports

[2] TradeARBED, Praha s.r.o., 2000, str. 2-11

[3] TICHÝ, J., RŮŽIČKA, B., PĚTVALDSKÝ, L.: Technologie výroby a vlastnosti profilů pro důlní výztuže z oceli 38Mn4 – 11670.0, *Hutník.* č. 1, 1990, str. 19 - 25

[4] VAŠEK, Z., DUDEŠEK, P.: Válcování důlních ocelových výztuží. *Hutnické Listy*. Ocelot s.r.o., 2011, roč. 64, č. 4, s. 26 – 29, ISSN 0018-8069

[5] JANAS, P.: Ocelová oblouková výztuž v dlouhých důlních dílech, současné možnosti jejího posuzování a dimenzování*, Sborník příspěvků 2. tradičního geomechanického a geofyzikálního kolokvia,* Ostravice 22. - 23. 5. 2008, str.79-89, ISBN 978-80-86407-36-4.

[6] JANAS, P., JANAS, K.: Výpočet únosnosti ocelových obloukových výztuží (VÚOOV 03), SW modifikován 2011.

[7] Zkoušky na zkušebním pracovišti dveřejí výztuže SP16/4 z profilu TH29 (ocel H500M), Glowny Institut Górnictwa (GIG), Katowice , březen 2012

Oponentní posudek vypracoval:

Ing. Jiří Ptáček, Ph.D., Ústav geoniky AV ČR, v. v. i., Ostrava.

Ing. Jan Suchánek, OKD, a.s., Ostrava.

Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské - Technické univerzity Ostrava
číslo 2, rok 2012, ročník XII, řada stavební
článek č. 48

Otakar GALAS[1], Jiří LABUDEK[2], Lubomír MARTINÍK[3], Lenka MICHNOVÁ[4], Irena SVATOŠOVÁ[5]

AKUMULACE TEPLA V PODZEMNÍM ZÁSOBNÍKU TEPLA

HEAT ACCUMULATION IN UNDERGROUND HEAT STORAGE FACILITIES

Abstrakt

V současné době se výzkumný tým katedry Prostředí staveb a TZB v rámci Institucionální podpory na dlouhodobý koncepční rozvoj intenzivně zabývá možnostmi dlouhodobé akumulace tepla v zemních zásobnících. Tato oblast výzkumu je řešena zejména v Německu a také v Kanadě, kde zemní zásobníky jsou využívány vždy na rozsáhlé objekty, které jsou zdrojem tepla a současně spotřebičem. Směr výzkumu, je vytvořit alternativu zemního zásobníku s modelovou strukturou pro komplex max. 3 rodinných domů a přitom využívat materiály, které lze lehce recyklovat.

Klíčová slova

Podzemní zásobník tepla, tepelný zisk, recyklovaná betonová drť.

Abstract

At present, the research team of the department of buildings environment and HVAC is intensively engaged in the long-term heat storage in the ground tanks within long-term strategic development options. This research area is primarily solved in Germany and also in Canada, where ground heat storages are always applied to large objects and are the source and consumer of heat at once. Direction of research, is to create an alternative heat ground storage for the complex of 3 houses and to use the materials that can easily recycle.

Keywords

Underground heat storage, heat gain, recycled concrete chippings.

1 ÚVOD

V překotné době vrcholné ekonomické krize je nutné se orientovat na levné a efektivní směry v zajišťování energií. Tohoto cíle je možno dosáhnout především pomocí tzv. nulové bilance energií, což v praxi znamená, že objekt v zimním období energie spotřebovává a v letním období pomocí fotovoltaických panelů vyrábí. Tento princip ale v zásadě neřeší problém snižování spotřeby

[1] Ing. Otakar Galas, Katedra prostředí staveb a TZB, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava-Poruba, tel.: (+420) 597 321 909, e-mail: otakar.galas@vsb.cz.

[2] Ing. Jiří Labudek, Katedra prostředí staveb a TZB, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava-Poruba, tel.: (+420) 597 321 345, e-mail: jiri.labudek@vsb.cz.

[3] Ing. Lubomír Martiník, Katedra prostředí staveb a TZB, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava-Poruba, tel.: (+420) 597 32 975, e-mail: lubomir.martinik@vsb.cz.

[4] Ing. Lenka Michnová, Katedra prostředí staveb a TZB, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava-Poruba, tel.: (+420) 597 321 975, e-mail: lenka.michnova@vsb.cz.

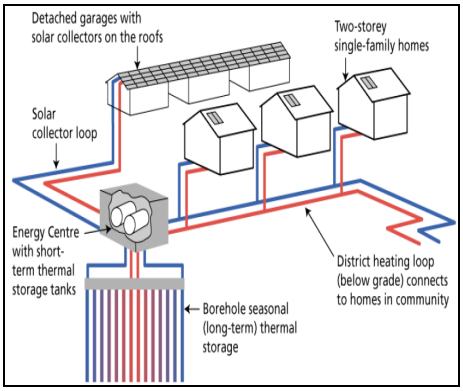
[5] Ing. Irena Svatošová, PhD., Katedra prostředí staveb a TZB, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava-Poruba, tel.: (+420) 597 321 365, e-mail: irena.svatosova@vsb.cz.

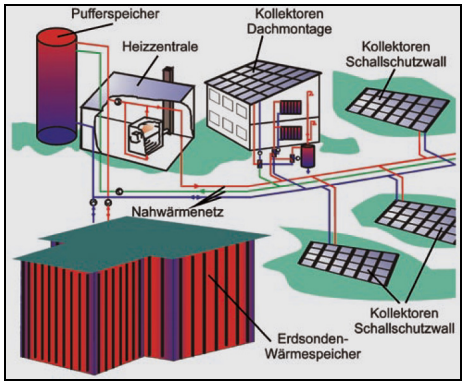
v daném čase. Cena elektrické energie má vzrůstající tendenci a navíc se zhoršují výkyvy v zásobování rozvodné sítě elektrické energie v letních slunečných dnech. Další možností k dosažení potřebného cíle je využití akumulace tepla v zemních zásobnících. K nabíjení se nabízí takový systém, který je levný, efektivní a sezónní. V případě navrženého řešení se jako zdroj energie uvažuje se systémem solárních kolektorů. Solární systémy využívají sluneční energii, která je nejdostupnějším, nejčistším a prakticky nevyčerpatelným zdrojem tepla a světla [5].

Tyto cíle jsou plně v souladu se směrnicí Evropského parlamentu a Rady 2010/31/EU - O energetické náročnosti budov – tzv. EPBD II nebo EPBD Recast [4], která byla v květnu 2010 schválena**.** Členské země Unie jsou povinny nové požadavky implementovat do svých národních předpisů. V souvislosti s novým zněním evropské směrnice o energetické náročnosti budov EPBD je nutné do roku 2020 projektovat budovy s výrazně nižší energetickou spotřebou. V článku č. 9 [4] se výslovně říká, že členské státy zajistí, aby do 31. prosince 2020 všechny nové budovy byly budovami s „*téměř nulovou spotřebou energie*." V souvislosti se zavedením tohoto termínu do české legislativy se v odborné veřejnosti významněji debatuje o možnostech dosažení tohoto cíle. To vše souvisí se souborem opatření, která si kladou za cíl do roku 2020 snížit emise skleníkových plynů o 20% oproti úrovni z roku 1990, zvýšit podíl obnovitelných zdrojů energií v celkové spotřebě v EU na 20% a zvýšit energetickou účinnost v Evropě o 20%.

2 STÁVAJÍCÍ STAV ŘEŠENÉ PROBLEMATIKY

Ve světě je již v provozu několik obdobných zemních zásobníků. Některé jsou založeny na principu ukládání tepla do vody (zásobníky typu ATES), jiné do horninového masivu (zásobníky typu BTES - Drake landing solar community, Okotoks - Kanada, Projekt Solaranlage stadtwerke Crailsheim - Německo, GreenGas Paskov – Česká republika) viz. obr. 1 a 2. V rámci spolupráce VŠB – TU Ostrava jsme se zabývali návrhem dnes už stávajícího zásobníku firmy GreenGas Paskov, který je momentálně jediný v České republice [2]. Jeho koncepce je zaměřena podobně jako v Kanadě nebo Německu na rozsáhlejší objekty.





Obr. 1, 2: Schémata podzemních zásobníků v Drake landing a Crailsheimu [4,6]

Výše zmíněné zemní zásobníky tzv. BTES (Borehole Thermal Energy Storage), využívají akumulaci tepla v horninovém masivu. V současné době je horninové prostředí tvořeno nejrůznějšími materiály – horninami. Z toho vyplývá, že zásobník může být v zásadě vytvořen takovými materiály, které jsou běžně na zemi dostupné. Je třeba je však rozdělit podle měrné tepelné kapacity c [J.kg^{-1}.K^{-1}], která vyjadřuje, jaké množství tepla příjme 1 kg látky, pokud ji ohřejeme o 1 °C. Příklady měrné tepelné kapacity některých materiálů jsou uvedeny v tab. 1. Z jednotlivých hodnot je patrné, že ideálním materiálem pro akumulaci tepla je voda. Z tohoto důvodu byl hledán takový materiál, který by přibližně odpovídal měrné tepelné kapacitě vody. Během výzkumných aktivit v oblasti akumulace se jako nejlepší řešení jevilo ukládat teplo do prefabrikovaného modulového podzemního zásobníku s výplní z betonového recyklátu viz. obr. 3. Vedla k tomu skutečnost, že beton má lepší tepelnou kapacitu než zemský masiv obecně. Je to dáno tím, že zemina je zatížena nekompaktnostní a nestejnorodostí materiálového složení.

Tab. 1: Příklady měrné tepelné kapacity různých materiálů

Materiál	Měrná tepelná kapacita [$J.kg^{-1}.K^{-1}$]
Voda	4 180
Suchý vzduch	1 010
Cihly plné	920
Beton	1020

Obr. 3: Recyklovaný beton

3 BTES VERSUS STES ZÁSOBNÍK - ZÁKLADNÍ SROVNÁNÍ

Zásobníky tepla označované jako BTES jsou oproti vodním zásobníkům tvořeny soustavou řádově desítek až stovek zemních vrtů obdobných, jako jsou běžné vrty pro tepelná čerpadla (max. však do 30 m). Tyto vrty jsou rozmístěny v pravidelné síti a jejich prostřednictvím je možné přenášet teplo do hornin. BTES zásobníky jsou stále v oblasti výzkumu. Cílem této práce je dosáhnout více než 90% podílu sluneční energie na celkové spotřebě tepla v objektech v zimních měsících. Kromě toho je cílem dosáhnout, aby BTES zásobníky byly z ekonomického hlediska v podmínkách ČR použitelné pro vytápění a ohřev teplé vody v zástavbě rodinnými domy. Návrh zásobníku vycházel z podkladů systému, který je provozován již několik let ve městě Okotoks, ležící v provincii Alberta v Kanadě. Tato instalace je z hlediska vzájemné provázanosti dlouhodobého BTES zásobníku, vyrovnávacích nádrží, solárních panelů a otopné soustavy v současné době technicky nejdokonalejším systémem svého druhu na světě [2]. Tento zásobník je založen na principu ukládání tepelné energie do zemského masivu.

Záměr kanadského zásobníku byl dimenzován a projektován jako energetický celek současně se zástavbou. Nebyl členěn na žádné dílčí etapy. Na lokální rozvodnou síť v Okotoksu je napojeno celkem 52 rodinných domů. Jedná se o dřevostavby splňující požadavky přísnějšího standartu dle R-2000 (obdoba vyhlášky č.268/2009 – Základní požadavky na výstavbu). Celková spotřeba tepla pro vytápění a pro přípravu teplé vody se podle velikosti domu pohybuje v rozmezí 20-30 MWh ročně [3].

Navrhovaný zásobník STES (Synthetic Thermal Energy Storage) je založen na podobném principu jako například zásobník v Kanadě. Podnebí a povětrnostní podmínky jsou srovnatelné. Kanada má akorát vyšší počet dnů se slunečním svitem než Česká Republika. Rozdíl mezi STES zásobníkem a BTES zásobníkem je, že tepelná energie se ukládá ve vrstvách vyplněných recyklovaným betonem. Rozhodujícími faktory je efektivní vzdálenost od místa nabíjení akumulátoru a druhotná spotřeba tepelné energie. Dalším faktorem je tvar, který bude kopírovat nejvhodnější půdorys a členění sousedních objektů (struktura 3 rodinných domů viz. obr. 4). Celý komplex je orientován směrem na jih.

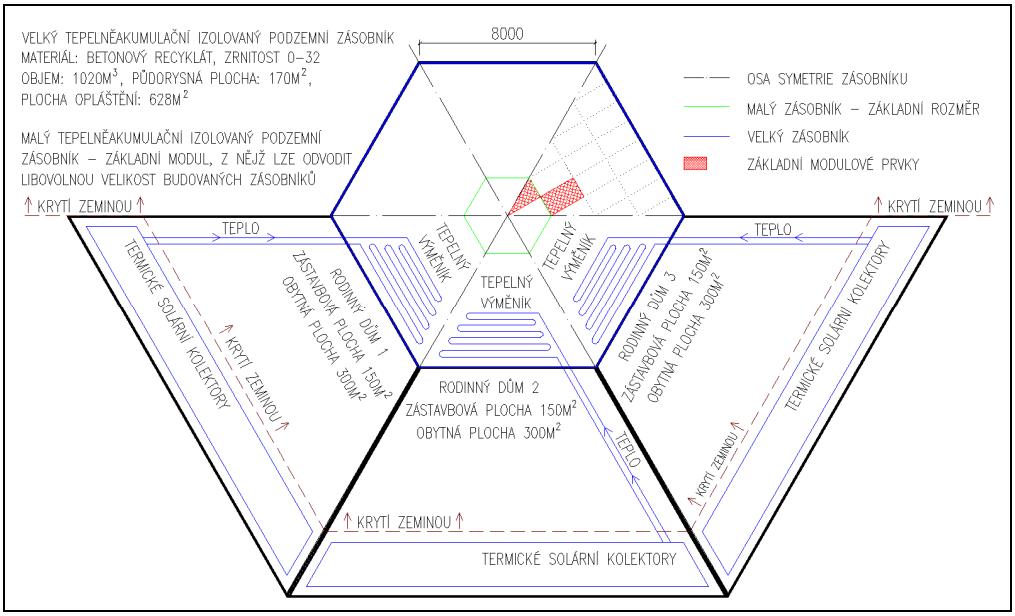
3.1 Popis STES systému

Velké sezónní zásobníky vyžadují značné množství energie a tím i dobu nabíjení a dosažení konečné účinnosti (i několik let). Řešený systém se oproti Okotoksu nebo Crailsheimu skládá pouze ze dvou částí:

- Solární kolektory
- Energetické centrum včetně STES zásobníku

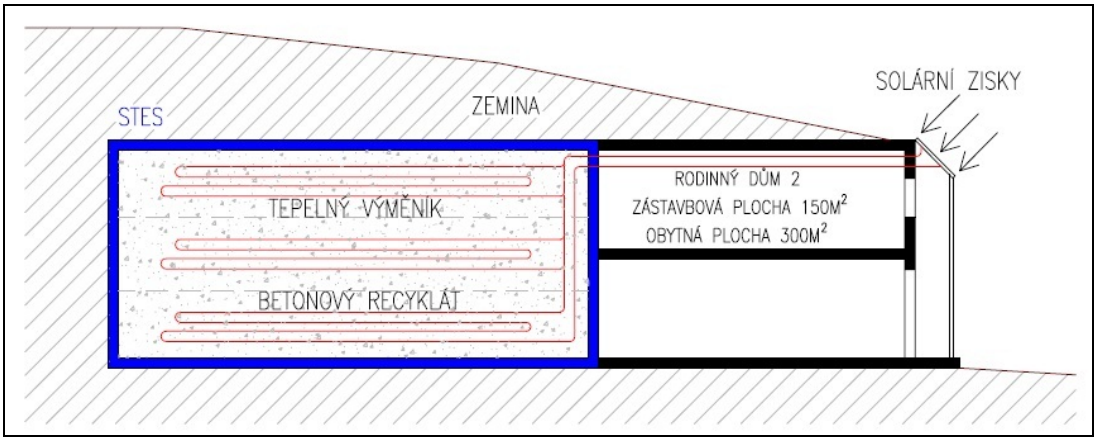
STES zásobník využívá přibližně 1020 m^3 betonového recyklátu a stratifikační výměníky tepla. Úložný systém je navržen tak, aby udržoval střed zásobníku v nejvyšších teplotách a vnější hrany naopak při teplotách nejnižších [1]. Právě tímto způsobem se dají minimalizovat ztráty rozvodů a maximalizovat dopravovaný tepelný potenciál. Základní tvar STES je tvar šestiúhelníku. Jeho velikost je natolik variabilní, že se dá libovolně měnit a tím přizpůsobovat daným podmínkám.

Zásobník je rozdělen na několik stratifikačních vrstev. Tyto vrstvy mají účelovou funkci nerovnoměrného ukládání energie po celé výšce zemního zásobníku. Tepelná energie ze slunečních kolektorů je pak prostřednictvím krátkých rozvodů distribuována do stratifikačních polí STES (viz. obr. 5), kde předávají energii do výplňového materiálu. Protože se jedná o podpovrchový zásobník, je STES zakryt po celé geometrické ploše povrchu izolační vrstvou, která zabraňuje nežádoucím únikům tepla. Domy, využívající tuto energii musí být navrženy na hranici nízkoenergetického a pasivního standartu. Tyto rodinné domy jsou tzv. podzemní (kryté ze tří stran a na střeše zeminou, s orientací okenních otvorů na jih). Jejich efektivní energetická spotřeba je menší ve srovnání s běžnými stavbami, které jsou volně stojící.



Obr. 4: Schéma STES zásobníku a komplexu zástavby rodinnými domy

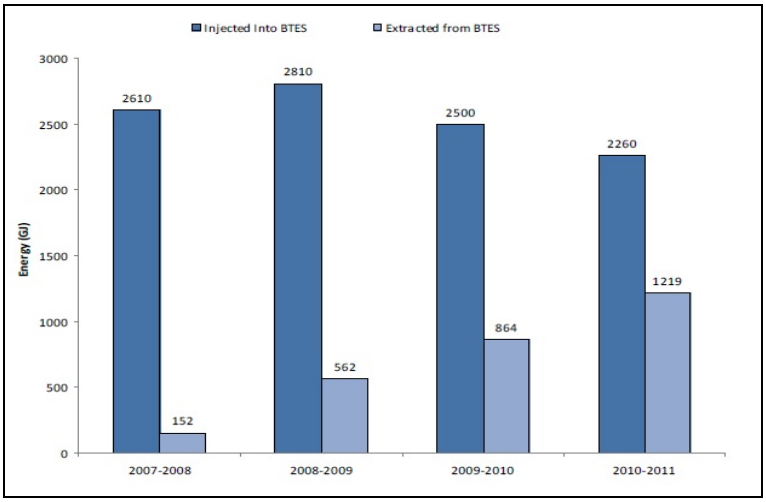
Solární kolektory a jejich umístění je zřejmé z obr. 4. Jednotlivé kolektory jsou umístěny vždy tak, aby plnily architektonický účel objektu a nenarušovaly ráz stavby. Současně svoji plochou budou plnit energetickou potřebu pro přípravu teplé vody v letních měsících na 100%, v zimních měsících a v období zatažené oblohy na 20%. Zbývající kapacitu tepla budou kolektory předávat do akumulačního zásobníku STES.



Obr. 5: Schéma rozvodů ve stratifikačních vrstvách rodinného domu

4 EFEKTIVITA PROVOZU STES ZÁSOBNÍKU

Celková kapacita kolektorů reprezentuje přibližně 200% potřeby na pokrytí ohřevu teplé vody a vytápění. Pro nízkoenergetické domy platí poměr mezi potřebou tepla na ohřev teplé vody a potřebou tepla na vytápění 100:100. Pro pasivní domy je pak tento poměr 100:50. Výsledná tepelná kapacita STES zásobníku by měla pokrýt 100 % spotřeby tepelné energie na ohřev teplé vody a 80% spotřeby tepelné energie na vytápění tří rodinných domů. Dvacetiprocentní rezerva, která takto vzniká, je základní potřeba pro nabití akumulátoru a postupnou expanzí tepla v zásobníku, což je obdobou zásobníku v Okotoks. Dle kanadských podkladů se jeví takovéto hospodaření s tepelnou energií efektivnější než vybíjet zásobník na výchozí hodnotu nového zásobníku.



Graf 1: Průběh nabíjení a vybíjení BTES zásobníku v Kanadě [3]

V grafu č.1 je znázorněno množství energie dodané do zásobníku BTES a množství energie odebrané v každém roce provozu. Graf jasně dokládá postupné zlepšování efektivity akumulátoru. Účinnost zemního zásobníku má stoupající tendenci díky zvyšující se teplotě akumulačního materiálu.

Na účinnost akumulátoru má značný vliv vlhkost, uzavřená uvnitř zásobníku. Teplota jádra se tak odvíjí podle množství vlhkosti v jednotlivých stratifikačních vrstvách. S každým rokem provozu se dají předpokládat konstantní hodnoty vlhkosti, což významně souvisí s průměrnou teplotou jádra. Tato teplota v zásobníku lze stanovit ze vzorce č.1.

$$T_{core} = \frac{T_t + 2 \times T_m + T_b}{4} \qquad [°C][3] \tag{1}$$

kde:

T_t –teplota nahoře BTES zásobníku [°C],

T_m –teplota uprostřed BTES zásobníku [°C],

T_b –teplota na dně BTES zásobníku [°C],

T_{core} –teplota jádra BTES zásobníku [°C].

Obecně lze říci, že stanovení účinnosti energetických zásobníků je nejproblematičtější oblast ve výzkumu a ve sledování těchto zařízení. Prostředí, které je modelováno za tímto účelem, není ideálně vytvořeno tak, aby efektivita provozu byla vyvážena s nárůstem energie, která bude v zásobníku skladovaná.

5 ZÁVĚR

Významným obsahem příspěvku je nová ucelená koncepce ukládání tepelné energie z alternativního zdroje tepla, tj. ze solárních kolektorů. Celkový přínos je vyvinutí koncepce energetického tepelně izolovaného zásobníku (STES zásobník). Zásobník má prokazatelné homogenní tepelně-fyzikální parametry. Homogenní struktura vnitřního objemu zásobníku tvořena betonovým recyklátem se strmou ale limitně přímou křivkou zrnitosti, se jeví v chování v konečném důsledku jako horninový masiv. Izolací tohoto prostředí se získává zásobník s měřitelnou tepelnou kapacitou, čímž je možné reálně vypočítat hodnotu akumulovaného tepla. Tato cesta je progresivně účelná a cenově efektivní s titulu minimalizace jeho objemu.

Značnou výhodou možnosti vybudování umělého zásobníku, který bezprostředně navazuje na spotřebič (v tomto případě rodinný dům) jsou téměř nulové rozvody tepla a tím maximální využití tepelného potenciálu STES. Průlomovou devizou je rovněž skutečnost, že obdobný zásobník STES lze realizovat na jakémkoliv místě s max. variabilitou nárůstu nebo poníženi tepelně energetických potřeb. Na rozdíl od zásobníku BTES, které jsou závislé na měrné tepelné kapacitě horninového masivu, lze zásobník STES konstruovat v jakémkoliv prostředí nebo místě.

Vývojová etapa tohoto úkolu není zdaleka ukončena. Je nutno sestavit matematický model zásobníku STES, který bude v jednotlivých fázích stanovovat tepelné toky ve stratifikačních vrstvách. Tímto se dostane zásobník na úroveň, která je nutným předpokladem pro vytvoření fyzického modelu.

6 PODĚKOVÁNÍ

Tento příspěvek byl zpracován členy výzkumné skupiny prostředí staveb projektu CZ.1.07/2.3.00 /20.0013 – „Tvorba a internacionalizace špičkových vědeckých týmů a zvyšování jejich excelence na Fakultě stavební VŠB-TUO“ v rámci Institucionální podpory na dlouhodobý koncepční rozvoj na katedře Prostředí staveb a TZB.

LITERATURA

[1] NAKORCHEVSKII, A. I., Dynamics of discharging of a heat accumulator in an infinite grand massif. *Journal of Engineering Physics and Thermophysics*. 2005, roč. 78, č. 6. ISSN 1062-0125. Dostupné z: http://www.springerlink.com/index/10.1007/s10891-006-0042-0

[2] ROZEHNAL, Zdeněk. Sezónní zásobník tepla šetří energii. *Stavitel*: *Měsíčník Hospodářských novin*. Praha: Economia, a.s, 2011, č. 10, s. 16. ISSN 1210-4825. Dostupné z: http://www.dpb.cz/soubor/sezonni-zasobnik-tepla/sezonni-zasobnik-tepla.pdf

[3] SIBBITT, Bruce and all., Measured and simulated performance of a high solar fraction district heating system with seasonal storage. In: *Www.ises.org* [online]. [cit. 2012-09-20]. Dostupné z: http://www.dlsc.ca/reports/ISES_SWC_2011_final.pdf

[4] Směrnice 2010/31/EU of the european parlament and of the council of 19 May 2011 on the energy performance of buildings

[5] TYMOVÁ, P., *Solární systémy v architektuře.* Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské – Technické univerzity Ostrava, řada stavební, 2007, roč. 7, č. 1. Ostrava : VŠB-TUO, 207, s. 233-236. ISSN 1213-1962.

[6] Wohnen mit der sonne. In: [online]. [cit. 2012-09-20]. Dostupné z: http://www.stw-crailsheim.de/fileadmin/images/web-service/pdfs/Solarbroschuere.pdf

Oponentní posudek vypracoval:

Doc. Ing. Toman Zdeněk, CSc., Katedra tepelné techniky, Fakulta metalurgie a materiálového inženýrství, VŠB-TU Ostrava.

Doc. Ing. Karel Papež, CSc., Katedra technických zařízení budov, Fakulta stavební, ČVUT v Praze.

Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské - Technické univerzity Ostrava
číslo 2, rok 2012, ročník XII, řada stavební
článek č. 49

Iveta SKOTNICOVÁ[1], Zdeněk GALDA[2], Petra TYMOVÁ[3], Marcela ČERNÍKOVÁ[4], Zdeněk JAROŇ[5]

VLIV MATERIÁLOVÉ SKLADBY NA DYNAMICKÉ TEPELNÉ CHOVÁNÍ STAVEBNÍCH KONSTRUKCÍ V LETNÍM OBDOBÍ

EFFECT OF MATERIAL COMPOSITION ON DYNAMIC THERMAL PERFORMANCE OF BUILDING STRUCTURES DURING THE SUMMER

Abstrakt

Příspěvek se zabývá vlivem materiálové skladby na dynamické tepelné chování homogenní stěny. Pro simulační výpočet časového průběhu teplot uvnitř konstrukce za nestacionárních podmínek je použit software CalA. Na praktickém příkladu obvodového pláště dřevostavby jsou porovnány výsledky simulačního výpočtu průběhu teplot uvnitř konstrukce s výsledky experimentálního měření v letním období.

Klíčová slova

Tepelná zátěž vnitřního prostředí, dynamická tepelná odezva stavební konstrukce.

Abstract

This paper deals with the influence of material composition on the dynamic thermal behavior of homogeneous walls. For simulation calculation of temperature inside the structure is used software CalA. It exemplifies wooden cladding are compared to the results of simulation calculation of the temperature inside the structure with the results of experimental measurements in the summer.

Keywords

Heat load of internal environment, dynamic thermal response of structures.

[1] 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.skotnicová@vsb.cz.

[2] Ing. Zdeněk Galda, Ph.D., Katedra prostředí staveb a TZB, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava-Poruba, tel.: (+420) 597 321 907, e-mail: zdenek.galda@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. Marcela Černíková, Katedra prostředí staveb a TZB, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava-Poruba, tel.: (+420) 597 321 975, e-mail: marcela.cernikova@vsb.cz

[5] Ing. Zdeněk Jaroň, Katedra prostředí staveb a TZB, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava-Poruba, tel.: (+420) 597 321 909, e-mail: zdenek.jaron@vsb.cz

1 ÚVOD

Tepelný komfort a úspora energie patří mezi hlavní parametry prostředí budov. Současný trend výstavby dřevostaveb v pasivním standardu přináší problémy s optimálním řešením tepelné zátěže vnitřního prostředí v letním období [1]. Volba vhodné materiálové skladby obvodových konstrukcí může přispět k eliminaci tepelné zátěže vnitřního prostředí [2, 3, 4, 5]. Dynamické tepelné chování stavební konstrukce ovlivňuje řada faktorů, které lze namodelovat pomocí simulačních výpočtových metod nebo ověřit na základě experimentálních měření [6]. Příspěvek se zaměřuje na porovnání některých stavebních materiálů z hlediska jejich tepelného chování a dále porovnává výsledky dynamického simulačního výpočtu tepelné zátěže obvodové stěny dřevostavby s experimentálně naměřenými hodnotami časového průběhu teplot v dané konstrukci v letním období.

2 TEORETICKÝ ZÁKLAD VÝPOČTŮ PŘENOSU TEPLA

Dynamické tepelné simulační výpočty popisují chování konstrukce v okamžiku, kdy ještě nebylo dosaženo rovnovážného stavu. Jedná se o děje, při kterých se v průběhu času mění hodnota počítané veličiny (např. teploty). Tento děj se nazývá nestacionární vedení tepla, při kterém je teplota funkcí času $\theta = f(x, y, z, t)$.

Pro homogenní a izotropní tělesa za podmínky, že součinitel tepelné vodivosti nezávisí na teplotě a směru šíření tepla a pro tělesa bez vnitřních zdrojů tepla, platí Fourierova parciální diferenciální rovnice vedení tepla [7], která má pro dvourozměrné šíření tepla tvar:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = a \cdot \left(\frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \theta}{\partial y^2} \right) \tag{1}$$

kde:

θ je teplota v konstrukci [ºC],

t – čas [s],

a – součinitel teplotní vodivosti [m^2/s],

x, y – prostorové souřadnice [m].

Teplota v konstrukci je považována za závislou proměnnou veličinu $\theta = \theta(x, t)$, čas t a prostorové souřadnice x, y jsou nezávislé proměnné, součinitel teplotní vodivosti a je konstantní veličina popisující materiálové charakteristiky:

$$a = \frac{\lambda}{c \cdot \rho} \tag{2}$$

kde:

λ je součinitel tepelné vodivosti [$W/(m^2\ K)$],

ρ – objemová hmotnost [kg/m^3],

c – měrná tepelná kapacita [$J/(kg\ K)$].

Součinitel teplotní vodivosti vyjadřuje schopnost látky změnit teplotu v určitém místě uvnitř materiálu vzhledem ke změně teploty na povrchu materiálu. Součinitel teplotní vodivosti vyjadřuje rychlost vyrovnávání teplot v materiálu, čím je jeho hodnota vyšší, tím rychleji se mění teplota uvnitř materiálu vzhledem ke změně teploty na povrchu materiálu.

2.1 Vliv materiálových charakteristik na teplotní vodivost materiálu

Pro vyjádření závislosti změny teploty uvnitř materiálu v čase, byl proveden srovnávací simulační výpočet pro vybrané stavební materiály. Byla posuzována homogenní stěna tloušťky $d = 0{,}30$ m ve čtyřech různých materiálových variantách. Počáteční okrajová podmínka výpočtu byla zvolena: $\theta(x, 0) = \text{konst.} = 0$ °C. V čase $t = 0$ h byla skokově zvýšena povrchová teplota konstrukce na teplotu $\theta = 20$ °C a udržovala se po dobu 24 hodin konstantní. Okrajová podmínka výpočtu byla stanovena: $\theta(0, t) = \theta(d, t) = \text{konst.} = 20$ °C.

Pro simulační výpočet byl použit software CalA [8, 9], který umožňuje řešit časově ustálené i neustálené 2D sdílení tepla vedením dle rovnice (1). Výpočet je prováděn na ortogonální výpočetní síti metodou kontrolních objemů. Software využívá Newtonovy okrajové podmínky 3. druhu dle [8], která zvolením vysoké hodnoty součinitele přestupu tepla může nabýt charakteru okrajové podmínky 1. druhu – Dirichletovy. Tato okrajová podmínka byla použita při výpočtu homogenních stěn symetricky zatížených skokovou změnou povrchové teploty.

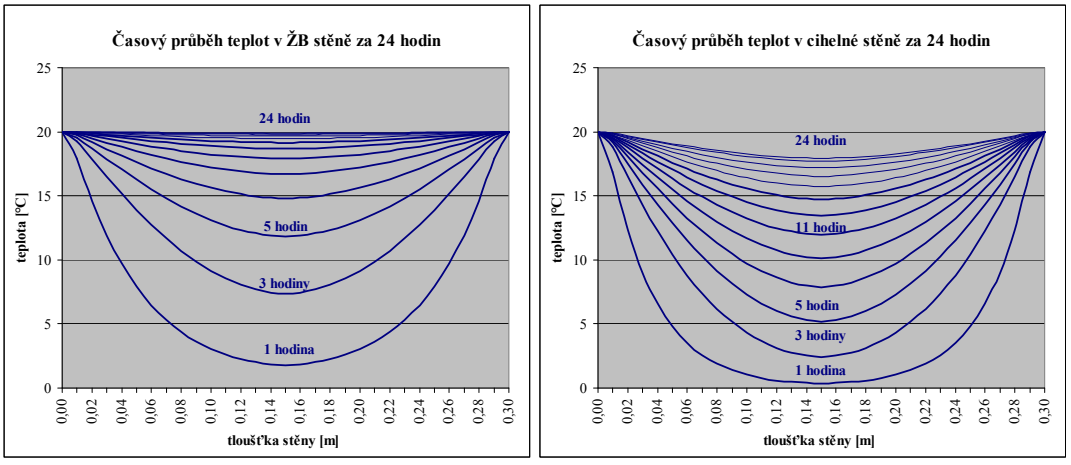
V tabulce 1 jsou popsány materiálové charakteristiky posuzovaných stavebních materiálů homogenní stěny. Byly srovnávány klasické stavební materiály – železobeton, děrovaná cihla a lehké izolační materiály používané v dřevostavbách – minerální vlákno, dřevovlákno.

Tab. 1: Materiálové charakteristiky vybraných stavebních materiálů

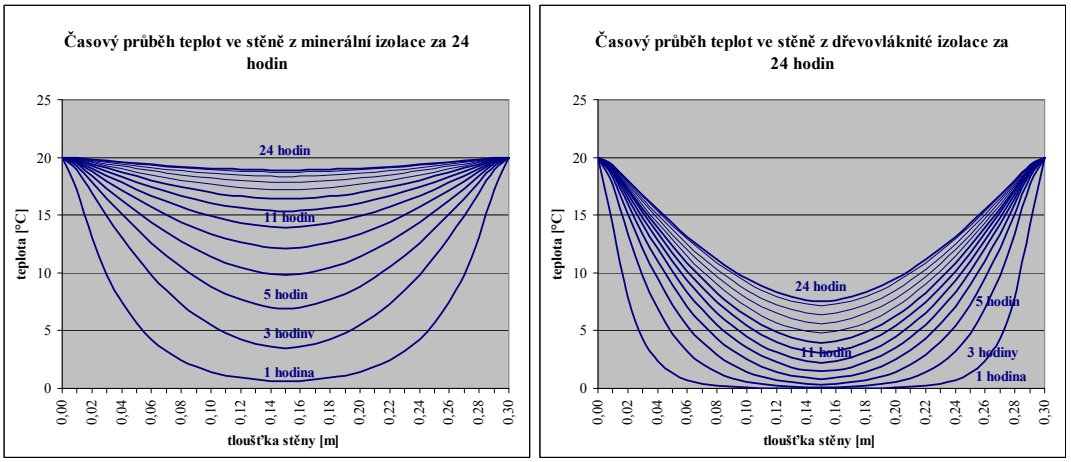
Stavební materiál	Materiálové charakteristiky			
	Objemová hmotnost	Měrná tepelná kapacita	Součinitel tepelné vodivosti	Součinitel teplotní vodivosti
	ρ [kg/m^3]	c [J/(kg K)]	λ [W/(m K)]	a [m^2/s]
železobeton	2400	1020	1,58	$6{,}45 \cdot 10^{-7}$
děrovaná cihla (zdivo)	964	1000	0,27	$2{,}8 \cdot 10^{-7}$
minerální vlákno	135	840	0,045	$3{,}97 \cdot 10^{-7}$
dřevovlákno	250	2100	0,048	$0{,}91 \cdot 10^{-7}$

Porovnáním parametru součinitele teplotní vodivosti jednotlivých materiálů je zřejmé, že nejrychlejší průběh změny teploty uvnitř materiálu vykazuje železobeton a nejpomalejší průběh vykazuje dřevovlákno.

Výsledky dynamického simulačního výpočtu časových průběhů teplot ve stěně symetricky zatížené skokovou změnou povrchové teploty při použití různých variant materiálů [10] jsou graficky znázorněny na obr. 1 a 2.



Obr. 1: Časový průběh teplot ve stěně z železobetonu a stěně z děrovaných cihel



Obr. 2: Časový průběh teplot ve stěně z minerální izolace a stěně z dřevovláknité izolace

Z uvedených obrázků je zřejmé, že nejrychleji se zahřívá železobetonová stěna a nejpomaleji dřevovlákno. Při porovnání časového průběhu teplot uvnitř stěn z minerální izolace a dřevovláknité izolace (obr. 2), je vidět zřetelně pomalejší nárůst teploty uvnitř stěny z dřevovlákna. Tento jev je ovlivněn vysokou měrnou tepelnou kapacitou tohoto materiálu, která je až 2,5 násobně vyšší než u minerálního vlákna.

3 DYNAMICKÝ SIMULAČNÍ VÝPOČET TEPELNÉ ZÁTĚŽE OBVODOVÉ STĚNY DŘEVOSTAVBY V LETNÍM OBDOBÍ

Dynamické tepelné chování obvodové konstrukce v letním období ovlivňuje nejen její materiálová skladba, ale i klimatické vlivy působící na vnější povrch konstrukce. Mezi tyto vlivy, které tvoří okrajové podmínky výpočtu, patří:

- sluneční ozáření G [W/m^2] - přímý plošný zdroj tepla, který ovlivňuje hustotu tepelného toku pohlceného vnějším povrchem konstrukce,
- teplota venkovního vzduchu θ_e [ºC] - vyjádřena pomocí denního průběhu kolísání teploty venkovního vzduchu, která ovlivňuje hustotu konvektivního tepelného toku mezi povrchem konstrukce a obklopujícím vzduchem,
- obloha θ_{sky} [ºC] – vyjádřena ekvivalentní teplotou, která ovlivňuje hustotu sálavého tepelného toku mezi vnějším povrchem konstrukce a oblohou,
- okolní povrchy (terén) θ_g [ºC] – vyjádřena ekvivalentní teplotou, která ovlivňuje hustotu sálavého tepelného toku mezi vnějším povrchem konstrukce a okolním terénem.

V tomto příspěvku je proveden simulační výpočet dynamického tepelného chování obvodové stěny dřevostavby v letním období. K výpočtu byl použit software CalA [7].

3.1 Materiálová skladba konstrukce

V tabulce 2 je uvedena skladba posuzované obvodové konstrukce dřevostavby. Orientace stěny je na jižní stranu.

Simulační výpočet byl pro srovnání proveden pro dvě materiálové varianty obvodové konstrukce:

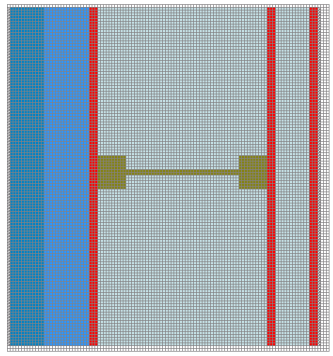
1. s použitím dřevovláknité izolace,
2. s použitím minerálně vláknité izolace.

Tab. 2: Skladba obvodové konstrukce v místě mezi nosnými sloupky pro dvě materiálové varianty tepelné izolace

Skladba konstrukce pro dvě materiálové varianty tepelné izolace	Materiálové charakteristiky			
	Tloušťka vrstvy	Objemová hmotnost	Měrná tepelná kapacita	Součinitel tepelné vodivosti
	d [m]	ρ [kg/m^3]	c [J/(kg K)]	λ [W/(m K)]
deska Fermacell	0,015	1000	1250	0,13
dřevovláknitá izolace Steico Flex/minerálně vlák. izolace	0,060	50/70	2100/840	0,039/0,035
deska Fermacel Vapor	0,015	1000	1250	0,13
dřevovláknitá izolace Steico Flex/ minerálně vlák. izolace	0,300	50/70	2100/840	0,039/0,035
deska Fermacell	0,015	1000	1250	0,13
dřevovláknitá izolace Steico Therm/ minerálně vlák. izolace	0,080	160/135	2100/840	0,039/0,045
dřevovláknitá izolace Steico Protect/ minerálně vlák. izolace	0,060	250/135	2100/840	0,048/0,045
omítka Baumit	0,007	1800	790	0,47

3.2 Tvorba geometrie řešeného detailu

Kresba řešeného detailu v programu CalA se provede do předem nastavené výpočetní sítě, která se nastaví buď pomocí počtu buněk v rastru (ve směru osy x a y) nebo rozměrů základní obdélníkové buňky výpočetního rastru. Velikost rastru se doporučuje volit tak, aby přesáhl kresbu vždy o 2 buňky ze všech stran. Na obrázku 3 je ukázka geometrie řešeného detailu obvodové stěny dřevostavby v uvedeném softwaru. Jednotlivé stavební materiály lze načíst buď přímo z výchozí databáze programu nebo je lze do ní doplnit. Pro každý materiál se zadávají tři základní materiálové charakteristiky – objemová hmotnost, měrná tepelná kapacita a součinitel tepelné vodivosti.



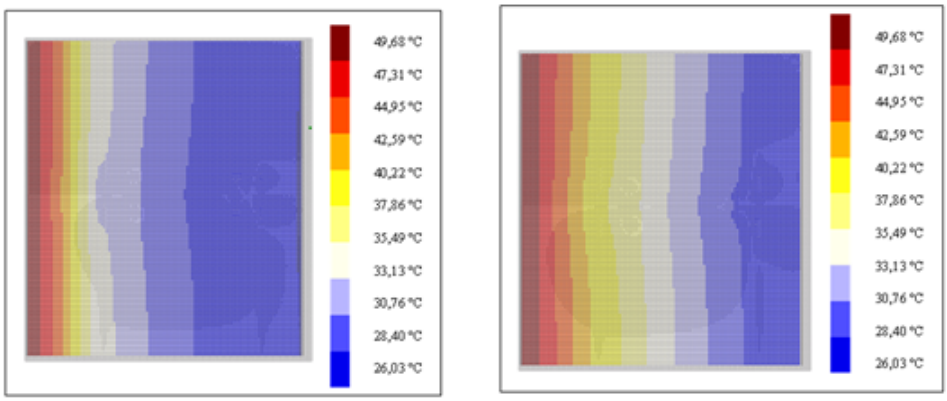
Obr. 3: Geometrie řešeného detailu v softwaru CalA

3.3 Okrajové podmínky výpočtu

Pro nestacionární výpočet šíření tepla konstrukcí je nutné nejdříve definovat počáteční okrajové podmínky, které vyjadřují rozložení teplot v konstrukci v čase $t = 0$. Dalším krokem výpočtu je nastavení nestacionárních okrajových podmínek, které zahrnují: volbu časového kroku, teploty venkovního a vnitřního vzduchu v Kelvinech, součinitele přestupu tepla na vnitřní a vnější straně konstrukce, zdroje tepla (vnitřní nebo vnější – např. solární radiace). Okrajové podmínky výpočtu pro řešený detail byly převzaty z normy [11] pro letní den 21. července. Vliv solární radiace byl ve výpočtu zahrnut do rovnocenné sluneční teploty vzduchu nahrazující v okrajových podmínkách teplotu venkovního vzduchu.

3.4 Výsledky nestacionárního výpočtu tepelné zátěže obvodové stěny

Výsledkem nestacionárního výpočtu je sada obrázků rastrové grafiky zobrazující teplotní pole v konstrukci v každém z počítačových časových kroků. Na obrázku 4 je ukázka výsledku simulačního výpočtu teplotního pole v konstrukci obvodové stěny dřevostavby v obou materiálových variantách ve 13 hodin dne 21.7, za podmínek nejvyšší rovnocenné sluneční teploty vzduchu.

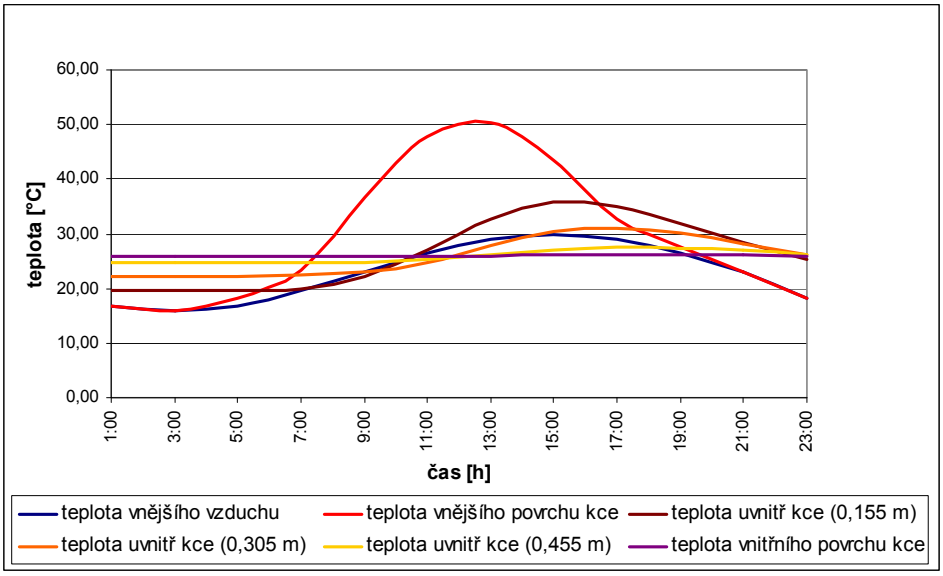


1) varianta s dřevovláknitou izolací 2) varianta s minerálně vláknitou izolací

Obr. 4: Simulační výpočet teplotního pole v konstrukci obvodové stěny ve 13 hodin dne 21.7. (pro normové okrajové podmínky)

Z průběhu rozložení teplot uvnitř konstrukce je patrné, že materiál s nižší měrnou tepelnou kapacitou (varianta 2 s minerálně vláknitou izolací) a vyšší teplotní vodivostí se prohřívá rychleji a přispívá k vyšší vnitřní povrchové teplotě konstrukce.

Na obrázku 5 je znázorněn časový průběh venkovních, povrchových a vnitřních teplot v konstrukci obvodové stěny dřevostavby s dřevovláknitou izolací za 24 hodin. Z obrázku je patrné, že výrazné kolísání vnější povrchové teploty konstrukce v průběhu dne se na vnitřní povrchové teplotě projeví pouze minimálně.



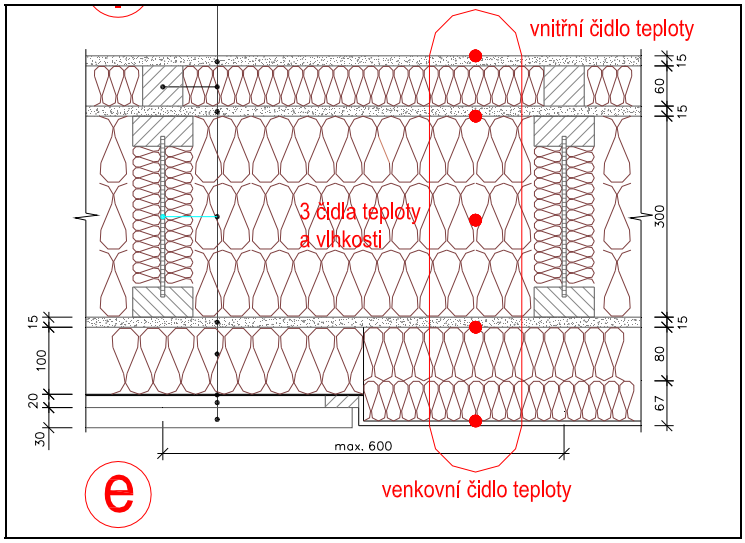
Obr. 5: Simulační výpočet časového průběhu teplot v konstrukci obvodové stěny dne 21.7.

4 EXPERIMENTÁLNÍ MĚŘENÍ ČASOVÉHO PRŮBĚHU TEPLOT V OBVODOVÉ STĚNĚ DŘEVOSTAVBY V LETNÍM OBDOBÍ

Simulační dynamické výpočty tepelné zátěže obvodové konstrukce byly porovnány s výsledky experimentálního měření teplot na reálné konstrukci obvodového stěny dřevostavby (obr. 6).

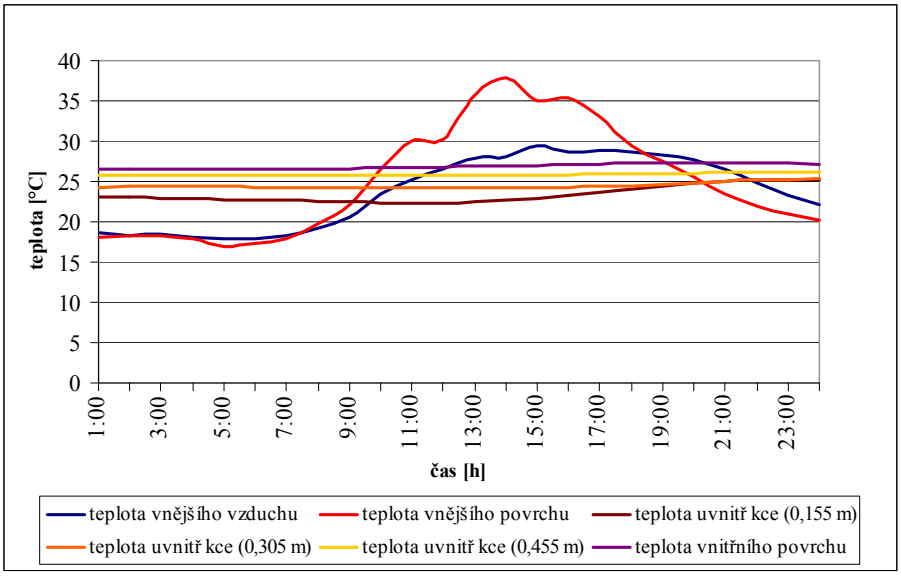
Obr. 6: Výzkumné a inovační centrum MSDK v pasivním standardu

Skladba konstrukce obvodové stěny odpovídá skladbě (varianta 1) uvedené v tabulce 2. Již v průběhu výroby dřevěných dílců obvodové stěny dřevostavby, byly do konstrukce zabudovány teplotní čidla. Umístění teplotních čidel v řezu obvodové stěny je uvedeno na obr. 7. Naměřená data se ukládaly v 15 minutových intervalech.



Obr. 7: Umístění teplotních čidel v řezu obvodové stěny dřevostavby [zdroj RD Rýmařov]

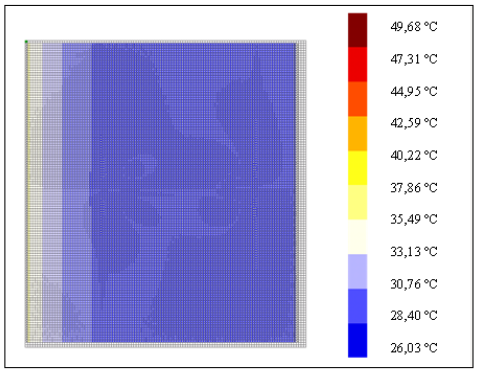
Z naměřených teplot pro vybraný slunečný letní den v červenci byl sestaven časový průběh teplot v konstrukci obvodové stěny, který je uveden na obrázku 8.



Obr. 8: Časový průběh naměřených teplot v konstrukci obvodové stěny

Průběh naměřených teplot v konstrukci potvrzuje výsledky simulačního výpočtu (viz Obr. 5) a dokazuje, že obvodová stěna svými tepelně technickými vlastnostmi dokáže zpomalit průchod tepla konstrukcí tak, aby nedocházelo k nadměrnému přehřívání vnitřního prostoru.

Na obrázku 9 je pro srovnání ukázka průběhu teplotního pole v konstrukci obvodové stěny s dřevovláknitou izolací, stanoveného dynamickým simulačním výpočtem, přičemž okrajové podmínky výpočtu byly dosazeny dle skutečně naměřených hodnot.



Obr. 9: Teplotní pole v konstrukci obvodové stěny ve 13 hodin dne 21.7.
(pro okrajové podmínky získané experimentálním měřením)

5 ZÁVĚR

Porovnání dynamické tepelné odezvy různých stavebních materiálů prokázalo, že tepelně izolační materiály s vysokou měrnou tepelnou kapacitou a nízkou teplotní vodivostí jsou vhodným řešením pro eliminaci tepelné zátěže vnitřního prostředí staveb v letním období. Výsledky simulačního dynamického výpočtu i experimentálního měření potvrdili schopnost konstrukce s dřevovláknitou tepelnou izolací zpomalit prostup tepla a eliminovat vliv vysokého kolísání vnější povrchové teploty konstrukce na vnitřní povrchovou teplotu.

PODĚKOVÁNÍ

Příspěvek byl realizován za finanční podpory Koncepčního rozvoje vědy a výzkumu Fakulty stavební VŠB-TU Ostrava v roce 2012, číslo IP 2292211 a dále za finanční podpory Evropského sociálního fondu a státního rozpočtu ČR v rámci projektu OPVK pod názvem: „Tvorba a internacionalizace špičkových vědeckých týmů a zvyšování jejich excelence na Fakultě stavební“, číslo projektu CZ.1.07/2.3.00/20.0013.

LITERATURA

[1] KALOUSEK, Miloš & David Bečkovský. Thermal comfort of lightweight building in summer time. In *Healthy buildings 2006*. Lisabon: TU Lisabon, 6.-8. 6. 2006, pp. 64–67. ISBN 80-214-3129- 6.

[2] SVOBODA, Zdeněk & Marek KUBR Numerical simulation of heat transfer through hollow bricks in the vertical direction. *Journal of Building Physics*. 2011, v. 34, no. 4, pp. 325-350. ISSN 1744-2591. DOI:10.1177/1744259110388266.

[3] LEFTHERIOTIS, George & Panayiotis YIANOULIS. Thermal properties of building materials evaluated by a dynamic simulation of a test cell. *Solar energy*. 2000, v. 69, no. 4, pp. 295-304. ISSN 0038-092X. DOI: http://dx.doi.org/10.1016/S0038-092X(00)00102-X.

[4] ALTERMAN, Dariusz et al. A concept for a potential metric to characterise the dynamic thermal performance of walls. *Energy and Buildings*. 2012, v. 54, pp. 52-60. ISSN 0378-7788. DOI: http://dx.doi.org/10.1016/j.enbuild.2012.08.006.

[5] BARRIOS, Guillermo et al. Envelope wall/roof thermal performance parameters for non air-conditioned buildings. *Energy and Buildings*. 2012, v. 50, pp. 120–127. ISSN 0378-7788. DOI: http://dx.doi.org/10.1016/j.enbuild.2012.03.030.

[6] ŠIKULA, Ondřej, Josef PLÁŠEK & Jiří HIRŠ. Numerical Simulation of the Effect of Heat Gains in the Heating Season. *Energy Procedia*. 2012, roč. 2012, č. 14, s. 906-912. ISSN: 1876 - 6102.

[7] HALAHYJA, Martin, Ivan CHMÚRNY a Zuzana STERNOVÁ. *Stavebná tepelná technika*: *tepelná ochrana budov*. 1. vyd. Bratislava: Jaga group, 1998, 253 s. ISBN 80-889-0504-4.

[8] ŠIKULA, Ondřej. *Manuál k softwaru CalA*. 1. vyd. Brno: Tribun EU, 2009, 43 s. ISBN 978 - 80–7399–879–0.

[9] ŠIKULA, Ondřej. Simulace provozních režimů otopných systémů s velkou akumulací. In *Konference Vytápění Třeboň 2011*. Praha: Společnost pro techniku prostředí, 2011. s. 223-228. ISBN 978-80-02-02291- 6.

[10] STANĚK, Kamil. *Tepelá dynamika a tepelné zatížení konstrukcí* [online]. Poslední revize 23.2. 2011 [cit. 20.10. 2012]. Dostupné z: < http://kps.fsv.cvut.cz/file_download.php?fid=1984 >.

[11] ČSN 73 0548 *Výpočet tepelné zátěže klimatizovaných prostorů*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 1986. 30 s.

[12] LOMAS, Kevin et al. Bloomfield Empirical validation of building energy simulation programs *Energy and Buildings*. 1997, v. 26, no. 3, pp. 253–275. ISSN 0378-7788. http://dx.doi.org/10.1016/S0378-7788(97)00007-8.

Oponentní posudek vypracoval:

Doc. Ing. Ondřej Šikula, Ph.D., Ústav technických zařízení budov, Fakulta stavební, VUT v Brně.

Doc. Ing. Miloš Kalousek, Ph.D., Ústav pozemního stavitelství, Fakulta stavební, VUT v Brně.

Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské - Technické univerzity Ostrava
číslo 2, rok 2012, ročník XII, řada stavební
článek č. 50

Vladimír KULIL[1]

ZVLÁŠTNÍ VLIVY PŮSOBÍCÍ NA CENU NEMOVITOSTÍ

SPECIAL INFLUENCES AFFECTING THE PRICE OF REAL ESTATE

Abstrakt

Předmětem příspěvku je návrh způsobu ocenění zvláštních vlivů, které působí na cenu nemovitostí. Jedná se o návrh postupů pro praktické oceňování tohoto nehmotného majetku a jsou navrženy jeho definice. Zvláštními vlivy jsou zejména jméno, historická hodnota, design, kvalita dispozice, aspekty bezpečnosti, dostupnosti, přítomnosti konfliktních skupin obyvatelstva v nemovitosti nebo blízkém okolí a poloha. Hodnotu zvláštních vlivů lze vypočítat jako rozdíl mezi hodnotou obvyklou a věcnou hodnotou majetku bez koeficientů prodejnosti.

Klíčová slova

Zvláštní vlivy, ceny nemovitostí, nehmotný majetek, goodwill, badwill, koeficienty prodejnosti.

Abstract

The subject matter of this thesis is a proposal for a method of valuation of special effects that may have impact on real estate prices. It deals with proposed procedures for valuation of intangible assets, and definitions of such property. Special effects are in particular name, historical value, design, quality of layout, security aspects, accessibility, conflictful groups of inhabitants in or near the property, and location. The value of special effects can be calculated as the difference between usual value and the material value of such property without coefficients of merchantability.

Keywords

Special effects, the price of real estates, intangible assets, goodwill, badwill, coefficients of merchantability.

1 ÚVOD

Na cenu majetku movitých věcí, nemovitostí a podniků působí mimo běžných hmotných okolností zvláštní vlivy. Tyto vlivy zahrnují i tzv. genius loci (duch místa), nemají hmotnou podstatu a mohou mít podstatný či rozhodující vliv na cenu tohoto majetku.

U oceňování by měla být k dispozici jednoznačná metodika pro možnost rozčlenění každého majetku na část hmotnou a na zbývající část nehmotnou. Zatím nebyla jednoznačně stanovena.

Cena majetku vždy zahrnuje části hmotnou a nehmotnou. Vnější svět je podle filosofa René Descartese složen ze dvou substancí, z ducha (myšlení) a hmoty. Pak také platí teze, že co neprojde myslí člověka, to pro něj neexistuje a nemá pro něj hodnotu ani cenu.

[1] Ing. Vladimír Kulil, Ústav oceňování majetku při Ekonomické fakultě, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Sokolská 33, 701 00 Ostrava, tel.: (+420) 597 322 246, e-mail: vladimir.kulil@vsb.cz.

2 PŘEHLED O SOUČASNÉM STAVU PROBLEMATIKY

2.2 Terminologie

Definice dále uvedených pojmů vycházejí ze zákonných předpisů a zvyklostí ve věci evaluace v České republice a ve světě. Terminologie včetně definice ceny obvyklé (taktéž cena obecná, hodnota tržní) a ceny zjištěné (taktéž cena administrativní či úřední), která je definována platným cenovým předpisem, se odvozuje z definic uvedených zejména v zákoně o oceňování majetku č. 151/1997 Sb. [7] a v zákoně o cenách č. 526/1990 Sb. v platném znění [8].

2.2 Zvláštní vlivy

Zvláštní vlivy, které působí na cenu nemovitostí, lze definovat jako vlivy nehmotného charakteru, které tvoří reziduum mezi cenou obvyklou (tržní hodnotou nemovitosti) a cenou časovou nemovitosti. Pokud je rozdíl kladný, jedná se o goodwill, v záporném případě je to badwill. Jiný nehmotný majetek se u nemovitostí nevyskytuje.

Nehmotný majetek typu goodwill a badwill se podle své povahy dělí na nehmotný majetek s hmotným nosičem (například budova s hmotnou podstatou obsahuje architektonickou kvalitu – nadhodnotu nehmotného charakteru) a na nehmotný majetek bez hmotného nosiče (například dobrá pověst budovy, ve které žila význačná osobnost).

2.3 Současný stav poznání problematiky

Existuje shoda ve způsobu ocenění hmotné části majetku. Nejednotnost a zásadní nejasnosti lze nalézt u nehmotného majetku a zejména u položky majetku typu dobrého jména (goodwill). A právě tento nehmotný majetek se vyskytuje u nemovitostí, jedná se o zkoumané zvláštní vlivy.

V německých a anglosaských zemích je ponechán výčet zvláštních nehmotných vlivů na znalci, který si tyto sám definuje a oceňuje [1, s. 498 - 542]. Ve Velké Británii je základním dokumentem pro oceňování tzv. Red Book (RICS), kde je postup obdobný. Prošetřen byl systém oceňování nehmotných vlivů ve státech USA, Kanada, Hong Kong, Japonsko, Čína, Polsko, Rusko a v západní Evropě [3, s. 130 - 361]. Situace v těchto oblastech je podobná, oceňování nehmotných vlivů není stanoveno konkrétním výčtem položek a není předepsán konkrétní jednoznačný postup.

Na Slovensku jsou nehmotné vlivy součástí slovenského cenového předpisu [6] v oblasti metod polohové diferenciace. Je definováno až 21 faktorů nehmotných vlivů vůči stavbám a až 22 faktorů vůči pozemkům.

V České republice je zavedený systém oceňování nehmotných vlivů podle cenového předpisu pro určení ceny zjištěné [7]. Jedná se o kvalitní propracovaný systém, který je zásadní oporou pro oceňování v ČR i pro cenu obvyklou [1, s. 585, s. 145-163]. Systém se od roku 1997 postupně vyvíjí a dopracovává s cílem přiblížit ceny zjištěné v maximální míře cenám obvyklým.

U nemovitostí se tedy v současné době při oceňování nehmotného majetku dílčím způsobem zohledňují zvláštní nehmotné vlivy, avšak neuceleně a bez vzájemného provázání mezi metodami nákladovou, výnosovou a porovnávací.

Pozemky jsou běžnou součástí podniků a nemovitostí a bez vyřešení metodiky pro pozemky nelze rozčlenit majetek na uvedené kategorie. Rozdělení majetku na hmotnou a nehmotnou část není v dostupné literatuře a v metodikách dořešeno celosvětově.

Dále navržené postupy doplňují podrobněji postupy k výpočtu zvláštních nehmotných vlivů pro oceňování majetku. Umožní rozčlenění ceny na hmotnou a nehmotnou část pro výpočet podle českého cenového předpisu a také pro cenu obvyklou v České republice i v zahraničí.

2.4 Historické souvislosti

Nehmotný majetek typu goodwill je obchodován už po staletí. Obsah pojmu goodwill je zaznamenán v literatuře již od roku 1571 v Anglii, pojmenován byl původně jako good will [4, s. 76-77]. Z volného překladu tohoto pojmu jako „dobře v budoucnu“ vyplývá jeho nadčasovost, kdy

předmětem ocenění zejména podle výnosové hodnoty je kapitalizace budoucích příjmů z tohoto nehmotného majetku.

Od roku 1990 jsou k dispozici zejména metodiky pro ocenění know-how, průmyslových práv, výhodných smluv a ochranných známek [2, s. 393-411]. Hodnota dobré pověsti a ostatních zvláštních vlivů není dodnes dořešena. Historické metodiky před rokem 1900 není nutno prošetřovat, lze je chápat jako vývojové, jejichž zásady byly použity pro oceňování obvyklou (dříve nazývanou jako obecnou) cenou v letech 1900 – 1948. V období 1949 – 1989 nebyl tento majetek v bývalém socialistickém Československu v obvyklé ceně běžně oceňován a není tak k dispozici ani příslušná objektivní metodika z této doby.

Oceňovací metodiky majetku z období 1900 – 1948 jsou pro tvorbu současných metodik mimořádně cenné. Dřívější metodiky znamenají pro znalce a odhadce propojení s historickým teoretickým vývojem, který překlenuje násilné přerušení návazností za období let 1948 - 1989. Období oceňování z let 1918 - 1948 zahrnuje pro území Československé republiky Odhadní řád [5, s. 151-162], vládní nařízení o zákazu zvyšování cen č. 175 z roku 1939 (tzv. stopceny) [1, s. 441 - 450] a dále pro Evropu mezinárodně uznávané metodiky oceňování veškerého majetku pro účely válečných reparací, které se nacházejí v archívech ústředních úřadů státní správy, např. na Ministerstvu zahraničních věcí ČR.

Při oceňování nehmotného majetku se již tehdy zohledňovaly zvláštní nehmotné vlivy. Jsou tak k dispozici velmi podrobné, překvapivě sofistikované a dodnes vysoce inspirativní metodické postupy.

3 NÁVRH ŘEŠENÍ S UVEDENÍM NOVÝCH POZNATKŮ

3.1 Obsah zvláštních vlivů

Pro další šetření je potřebné upřesnit, co je předmětem majetku goodwill a badwill. Podle autora a dostupné literatury lze započítat pojmově pouze hodnotu nehmotných výhod či nevýhod plynoucích z hodnoty majetku a z toho vyplývající dobré či špatné pověsti podniku nebo nemovitosti ve smyslu § 24 odst. 4 zákona o oceňování majetku č. 151/1997 Sb.

Podle Mezinárodních oceňovacích standardů IVS [10, s. 417-418] je goodwill či badwill v obvyklé ceně rozdílem mezi obvyklou cenou majetku a součtem ocenění jednotlivých nákladových položek majetku. U nemovitostí je nákladovou položkou pouze cena časová.

3.2 Způsob ocenění zvláštních vlivů

Pro ocenění goodwillu a badwillu u nemovitostí se provede ocenění metodou porovnávací, výnosovou a nákladovou. Cena bude u každé použité metody upravena o přímé zvláštní vlivy, to znamená dobré nebo špatné pověsti a dalších obdobných vlivů, což ovlivní výši obvyklé ceny.

Na základě těchto podkladů se odhadne cena obvyklá. Soupis navržených skupin vlivů je uveden v tabulce č. 1.

Výše goodwillu (*GW*) či badwillu (*BW*) bude rozdílem ceny obvyklé *CO* a ceny časové *CČ* podle vztahu:

$$GW\ (BW) = CO - CČ. \tag{1}$$

Obvyklá cena *CO* se zjistí vynásobením časové ceny CČ (reprodukční cena snížená o opotřebení, jinak věcná hodnota) koeficientem prodejnosti KP podle vztahu:

$$CO = CČ \times KP, \tag{2}$$

$$\text{platí, že } KP = CO / CČ. \tag{3}$$

Koeficient prodejnosti *KP* je definován jako poměr mezi průměrnými skutečně dosaženými prodejními cenami a průměrnými časovými cenami věcí srovnatelného typu v rozhodné době a v rozhodném místě. Jestliže započítáme do výpočtu koeficient prodejnosti, ohodnotíme tím ve skutečnosti přímo výši zvláštních vlivů, tedy nehmotného majetku (goodwill či badwill), jelikož v časové ceně máme veškeré hmotné součásti majetků započítány v úplném rozsahu.

Z uvedeného vyplývá, že výše stanoveného koeficientu prodejnosti KP přímo definuje výši goodwillu (badwillu), tedy míru nehmotného majetku. Toto pravidlo platí pro veškeré majetky nemovité, movité, pro podniky i pro majetek veřejných korporací. Goodwill je rozdílem ceny výnosové a ceny časové pouze v tom případě, že cena výnosová je rovna ceně obvyklé.

Konečné hodnocení zvláštních vlivů bude provedeno součtem srážek a přirážek s průkazným zdůvodněním. Započítat lze jen vlivy s reálně odůvodnitelným dopadem na cenu nemovitosti. Sazby procentních přirážek a srážek u stanovených sto položek navržených zvláštních vlivů je nutno zvažovat jak z hlediska nákladového, tak zejména z hlediska výše tržní hodnoty - obvyklé ceny, tedy vliv na prodejnost konkrétní nemovitosti v reálném čase a místě, a to na základě odpovědného, odborného odhadu znalce a citlivého etického přístupu včetně principu opatrnosti.

Hmotnou složku majetku u pozemků lze definovat jako stav pozemku bez technických úprav člověkem pouze jako základní oporu pro jeho činnosti. Je to pouze vegetační vrstva - půda pro trvalé porosty, která podléhá ochraně a omezení pro využívání ze strany státu. Vlastník může pozemky pouze užívat, nejedná se o plnohodnotné vlastnictví věci [1, s. 387 - 388]. Hmotná část ceny pozemku má pak zanedbatelnou cenu, jelikož s ní nelze běžně obchodovat. Podle horního zákona [9, §2] není nerostné bohatství součástí pozemku a tedy ani jeho ceny. Pozemky bez vegetační vrstvy nemají hmotnou součást. Například holou skálu jako vyhrazený nerost lze odtěžit, pozemek zůstává, pouze se změní jeho tvar a nadmořská výška.

Pozemek nelze reprodukovat, nemá opotřebení, a tudíž nemá ani věcnou hodnotu – časovou cenu. Toto platí celosvětově. Pozemek obsahuje v ceně pouze nehmotný goodwill.

Nehmotnou složku ceny pozemku tvoří jak vliv zásahů člověka, to znamená jakékoliv zhodnocení či znehodnocení, tak jeho náhled na pozemek z hlediska výhodnosti pro konkrétní užití.

3.3 Návrh doplnění metodiky pro ocenění vlivů pro nemovitosti cenou zjištěnou

Koeficient prodejnosti K_p u zjištěných cen podle českého cenového předpisu [7] v současné době zohledňuje goodwill či badwill hlavně s ohledem na polohu. U metody nákladové je pro stavby uveden 1 vliv pro vlastní nemovitost a 4 vlivy okolí. Například chybí vliv záplav. U pozemků je uvedeno 30 vlivů. U porovnávací metodiky je to až 35 vlivů, u výnosové metody 10 zvláštních vlivů. Je umožněno, aby znalec ocenil i jiné vlivy nevyjmenované.

Jeví se jako prospěšné a pro výpočet přesnější užití komplexnějšího výčtu zvláštních vlivů pro všechny typy a metody oceňování. Všechny vlivy nelze předem obsáhnout, autor navrhuje sto vlivů v deseti skupinách s užitím pro stavby i pozemky.

3.4 Nákladové ocenění s koeficientem prodejnosti CN_{KP}

Bude oceněno standardními nákladovými metodami a s pomocí odhadnutého základního průměrného koeficientu prodejnosti K_p v místě podle průzkumu trhu. Uvedený základní koeficient prodejnosti bude stanoven pro etalon průměru kvality nehmotného majetku v daném místě a čase. Odhadnutý základní K_p bude zahrnovat taktéž vliv polohy. Pro nemovitosti v České republice lze využít jako průměrného etalonu i aktuální koeficienty prodejnosti K_p podle ceny zjištěné podle cenového předpisu.

Základní K_p bude podle následujících položek zvláštních vlivů upraven o příslušné odhadnuté procentní body. Použití výsledného celkového *KP* po zahrnutí zvláštních vlivů bude náležitě zdůvodněno. Rozpětí v procentech jsou pouze doporučená, byla stanovena odborným odhadem a s ohledem na stanovená rozpětí podle současných i dřívějších cenových předpisů platných v ČR od roku 1997 [7]. Sazby je nutno uplatňovat citlivě s principem opatrnosti v závislosti na skutečné poptávce trhu. Doporučené sazby platí jednotně pro celý oceňovaný soubor staveb a pozemků.

Navržený soupis zvláštních vlivů a doporučené rozpětí úpravy výše *KP* oproti průměrné kvalitě:

$$CN_{KP} = C\check{C} \times KP, \tag{4}$$

$$KP = Kp \times \left(1 + \sum_{i=1}^{10} KPi\% \times 0{,}01 \right) \cdot \tag{5}$$

Pokud administrativní koeficient prodejnosti K_p [7] není stanoven nebo neodpovídá průměrné tržní ceně v místě, pak se stanoví odborným odhadem.

3.5 Výnosová hodnota *VH*

U výnosového ocenění bude provedeno ocenění goodwillu (badwillu) přiměřenou úpravou míry kapitalizace pomocí adekvátní srážky či přirážky oproti průměrnému etalonu kvality nemovitosti. Navrhuje se totožná korekce součtu vlivů podle nákladové metody, jelikož standardní míra kapitalizace, která je vázána na hmotnou složku majetku, by měla být upravena pouze o aspekty nehmotného majetku, a to zejména vůči aspektu rizikovosti majetku do budoucna.

Míra kapitalizace *P* stanovená pro výpočet výnosové hodnoty bude upravena o totožnou procentní sazbu podle cenových vlivů (úprava rizikové přirážky) oproti nemovitosti standardního charakteru s průměrnou mírou kapitalizace *k* a průměrnou výší rizika výnosnosti. Výnosová hodnota obecně při výpočtu podle vzorce pro věčnou rentu je podílem čistého ročního výnosu *ČV* a míry kapitalizace *P* v procentech:

$$VH = ČV / P\%, \tag{6}$$

$$P\% = k\% + 0{,}10 \times \left(\sum_{i=1}^{10} KPi\% \right) \cdot \tag{7}$$

3.6 Porovnávací hodnota *PH*

V případě porovnávacího ocenění bude provedeno ocenění pomocí porovnání opět vůči průměrnému etalonu nemovitostí ve vztahu ke goodwillu (badwillu). O sazbu ± $\sum KPi$ bude upravena porovnávací hodnota *PH* oproti průměru porovnávací hodnoty nemovitostí *Ph* bez těchto zvláštních vlivů. Použití indexů porovnání je nutno náležitě zdůvodnit.

Budou použity totožné vlivy a sazby jednotlivých skupin položek č. 1 až č. 10 k porovnání s nemovitostmi srovnávanými. Lze použít i přímé porovnání vůči jiným nemovitostem z ohledu na existující zvláštní vlivy, pokud budou k dispozici zdroje k porovnání přiměřené kvality:

$$PH = Ph \times \left(1 + \sum_{i=1}^{10} KPi\% \times 0{,}01 \right) \cdot \tag{8}$$

3.7 Obvyklá cena

Podle nákladového, výnosového a porovnávacího ocenění uvedených předcházejících bodů bude proveden odhad ceny obvyklé. Výše ceny zvláštních vlivů - goodwillu či badwillu bude rozdílem obvyklé hodnoty majetku a ceny nákladové bez KP (časová cena CČ).

Výše újmy v souvislosti s věcným břemenem bude spočítána standardně například výnosovou metodou a odečtena od obvyklé hodnoty nemovitosti. Maximální srážka není stanovena.

4 APLIKACE METOD – PŘÍKLAD VÝPOČTU PRO HOTEL HOFFMANN KLADNO

Obr. 1: Hotel Hoffmann – přední pohled.

Hotel Hoffmann v Kladně je po generální opravě a vestavbě podkroví v letech 1998 – 1999 ve výborném technickém stavu, celkové řešení a vybavení je luxusní a stylové. Původní budova je z roku 1905, přístavby jsou z let 1928 a 1941. Je to zděný čtyřpodlažní historický secesní hotelový dům od světoznámého uznávaného vídeňského architekta Josefa Hoffmanna (1870 - 1956) podle návrhu z roku 1903. Autor je spoluzakladatel architektonického stylu vídeňské secese. Nemovitost je zapsána do seznamu nemovitých kulturních památek ČR. Pozemky jsou bez závad s novou zahradní restaurací a malým parkem. Je zajištěna bezpečnost a soukromí, nadstandardní architektonická a historická hodnota.

Goodwill lze vyjádřit pro nákladovou metodu zvýšením koeficientu prodejnosti KP o 18% podle sazeb v následující tabulce č. 2 oproti průměru v lokalitě. U výnosového ocenění se zvýší výnosová hodnota pomocí snížení míry kapitalizace o 18 % oproti běžným hotelům bez uvedeného goodwillu Z výše uvedených metod a podle porovnávací metody, která bude zahrnovat přirážku o 18% vůči průměrným nemovitostem standardním, bude stanovena cena obvyklá. Goodwill nemovitosti bude rozdílem mezi cenou obvyklou a nákladovou cenou bez KP (CČ).

Obr. 2: Hotel Hoffmann – interiér.

Tab. 1: Odhad ceny zvláštních nehmotných vlivů

Číslo vlivu	A. Cenové vlivy nehmotné úpravou K_p za položku	Doporučené rozpětí %	Odhad %
1.	Výhodnost polohy	(-10% až +10%)	1
2.	Jméno nemovitosti, prestižnost, dominantnost	(-10% až +10%)	4
3.	Historická hodnota, náklady památkové ochrany	(-10% až +10%)	4
4.	Architektonické ztvárnění, kvalita dispozice, výhled	(-10% až +10%)	5
5.	Bezpečnost, soukromí uživatelů, konfliktní obyvatelstvo v okolí	(-70% až +10%)	2
6.	Nebezpečí záplav, sesuvů, poškození od dopravy, pachy, čistota ovzduší	(-25% až 0%)	0
7.	Nebezpečné řešení dispozice staveb a závadné materiály, radon	(-10% až 0%)	0
8.	Dopravní dostupnost s ohledem na etalon průměru v blízkém okolí	(-10% až +10%)	1
9.	Vliv řadové zástavby, dům uvnitř řady nebo koncový	(-10% až 0%)	0
10.	Cenová perspektiva nemovitosti a ostatní vlivy	(-10% až +10%)	1
	Celkem		+18%

5 ZÁVĚR

Nemovitosti mají pouze dvě součásti obvyklé ceny. Je to hmotná cena časová upravená o zvláštní vlivy, což je nehmotný majetek charakteru goodwill při kladném vlivu a badwill při záporném vlivu. Pokud bude v ocenění použit koeficient prodejnosti, pak tento bude přímo kvantifikovat výši nehmotného majetku. Byly navrženy kontrolovatelné postupy pro oceňování tohoto nehmotného majetku.

Goodwill nebo badwill jako souhrn zvláštních nehmotných vlivů v ceně obvyklé se vypočítá jako rozdíl mezi obvyklou hodnotou majetku a jeho časovou cenou. Toto pravidlo platí všeobecně pro majetek movitý, nemovitý a podniky.

Hmotnou část pozemku lze definovat jen jako oporu, jako zemský povrch bez úprav a bez právních úkonů učiněných člověkem. Pozemky nemají v běžných případech hmotnou část ceny, jen nehmotný goodwill. Nehmotnou část ceny pozemku představují všechna práva a činnosti, které souvisejí s lidskou činností na pozemku včetně výstavby. Nehmotná část ceny pozemku tak není určena v náhodné výši, nýbrž je přímým odrazem hodnoty konkrétní stavby či úpravy tam umístěné nebo plánované.

Navržená metodika umožňuje rozdělit každý majetek movitý, nemovitý včetně pozemků a majetek podnikový na hmotnou a nehmotnou část s dostatečnou odhadnutou přesností pro praktické využití.

Vlastníkem nehmotné součásti ceny nemovitosti je investor, který úpravy na této nemovitosti financuje nebo plánuje. Goodwill a badwill vyvolaný investicemi v okolí oceňované nemovitosti

automaticky a bezúplatně přechází do vlastnictví vlastníka této nemovitosti, pokud se nejedná o výkup pozemků ve veřejném zájmu.

Navržená metodika byla prakticky vyzkoušena a vyhodnocena. Bylo provedeno pilotní ocenění zvláštních vlivů na jednotku ceny u portfolia šedesáti zvolených nemovitostí v ČR a v zahraničí. Ze vzorových příkladů pro ocenění zvláštních vlivů vyplývá nutná opatrnost a zkušenosti znalce. Úprava ceny do ±10 % z titulu zvláštních vlivů je akceptovatelná u běžných nadstandardních nebo podstandardních nemovitostí. Přirážky či srážky do 30 % je možné uplatnit jen v mimořádných případech kvality nebo zásadních závad. Nad limit ±30 % je možné ocenit vlivy jen zcela výjimečně, kdy trh bude akceptovat toto odlišení. Může se jednat u badwillu například o skupinu vlivů č. 6 metodiky s konfliktním obyvatelstvem v okolí s ohrožením bezpečnosti uživatelů, kde lze akceptovat i vyšší srážku z ceny než 30 %.

Výhodou navržené metodiky je definování zvláštních vlivů u nemovitostí v téměř vyčerpávajícím výčtu sta položek v deseti oddílech. Znalec existující vliv ohodnotí odhadnutou procentní hodnotou, výše sazby ani typy vlivů nejsou v metodice předepsány striktně.

Metodika objasňuje cenovou podstatu majetků u nemovitostí. Navržená metodika definuje charakter nehmotného majetku u nemovitosti jako goodwill nebo badwill. Při výkupech a při vyvlastňování ve veřejném zájmu lze jednoznačně definovat původce a tudíž vlastníka konkrétního nehmotného majetku. Například investor budoucí veřejné stavby je vlastníkem cenového nárůstu (goodwillu) mezi hodnotou stavební plochy a hodnotou původního zemědělského pozemku.

LITERATURA

[1] BRADÁČ A. a kol.: Teorie oceňování nemovitostí VIII. vydání, Akademické nakladatelství CERM s.r.o. Brno 2009, pp. 498 - 542. ISBN 978-80-7204-630-0.

[2] MAŘÍK M.: Určování hodnoty podniku, Ekopress Praha 2007 pp. 393 - 411. ISBN 978-80-86929-32-3.

[3] SEABROOKE W., KENT P., HWEE HONG HOW H.: International Real Estate an Institutional Approach, Blackwell Publishing Ltd., UK, USA, Australia 2004, pp. 130 - 361. ISBN 1-4051-0308-6.

[4] SMITH G., RUSSELL L.: Valuation of Intellectual Property and Intangible Assets, John Wiley and Sons, New York 1989 – 1992, pp. 76 - 77. ISBN 0-471-58847-4.

[5] ŠVARC B., Technické hospodářství ve stavitelství pozemním, odhadní řád č. 100/1933 Sb. zákonů a nařízení, Nakladatelství Masarykova akademie práce, Praha 1935.

[6] Vyhláška Ministerstva spravodlivosti Slovenské republiky č. 492/2004 Z. z., o stanovení všeobecnej hodnoty majetku ze dne 23. 8. 2004.

[7] Zákon č. 151/1997 Sb., o oceňování majetku v platném znění s prováděcími vyhláškami.

[8] Zákon č. 526/1990 Sb., o cenách, v platném znění č. 403/2009.

[9] International Valuation Standards Committee: International Valuation Standards, 7th edition 2005, IVSC, London 2005, návrh změn červen 2010.

Oponentní posudek vypracovali:

Doc. Ing. Kubečka Karel, Ph.D., Katedra konstrukcí, Fakulta stavební, VŠB-TU Ostrava.

Ing. Petr Ort, Ph.D., Bankovní institut vysoká škola, a.s., Praha.

Sborník vědeckých prací
Vysoké školy báňské – Technické univerzity Ostrava
číslo 2, rok 2012, ročník XII, řada stavební

Transactions of the VŠB – Technical University of Ostrava
No. 2, 2012, Vol. XII, 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. Eva Hrubešová, 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. Petr Janas, 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 Paclová, Ph.D., 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. inż. Jerzy Wyrwal, Fakulta stavební, Polytechnika Opole, Polsko

Technický redaktor:

Ing. Markéta Maluchová, 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: 160 ks

Neprodejné

ISSN 1213-1962