

**2** 2014 ročník XIV

# 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

BURKOVIČ Kamil, BUCHTA Vojtěch EXPERIMENTÁLNÍ MĚŘENÍ MODELU PILOTY, PATKY A SDRUŽENÉHO ZÁKLADU	Ĺ
<b>PEŠEK Ondřej, MELCHER Jindřich</b> DESKY Z VRSTVENÉHO KONSTRUKČNÍHO SKLA. NUMERICKÁ A EXPERIMENTÁLNÍ ANALÝZA	)
HÖCHSMANN Tomáš, VOJSTASÍK Karel Výsledky experimentálních měření propustnosti konstrukční Spáry utěsněné bentonitovou hydroizolační matrací19	)
PETŘÍK Tomáš, HRUBEŠOVÁ Eva SNÍŽENÍ VIBRACÍ POMOCÍ PODZEMNÍCH BARIÉR	5
BÍNOVÁ Helena ELBE RIVER WATERWAY – ECONOMIC AND SOCIAL BENEFITS	Ĺ
HAVLÍKOVÁ Ivana, ŠIMONOVÁ Hana, LÁNÍK Jaromír, KERŠNĚR Zbyněk URČENÍ LOMOVÝCH PARAMETRŮ LEHKÉHO BETONU S POLYPROPYLENOVÝMI VLÁKNY POMOCÍ METOD EFEKTIVNÍ TRHLINY A LOMOVÉ PRÁCE	)
HOLICKÝ Milan, MARKOVÁ Jana, SÝKORA Miroslav TARGET RELIABILITY LEVELS IN PRESENT STANDARDS	5
<b>KRÁLIK Juraj</b> OPTIMAL PROTECTION OF REACTOR HALL UNDER NUCLEAR FUEL CONTAINER DROP USING SIMULATION METHODS	3
KRÁLIK Juraj, KRÁLIK Juraj Jr. DETERMINISTIC AND PROBABILISTIC ANALYSIS OF NPP COMMUNICATION BRIDGE RESISTANCE DUE TO EXTREME LOADS	3
LAUSOVÁ Lenka, MATEČKOVÁ Pavlína, SKOTNICOVÁ Iveta EXPERIMENTÁLNÍ A NUMERICKÁ ANALÝZA OCELOVÉ RÁMOVÉ KONSTRUKCE ZATÍŽENÉ VYSOKOU TEPLOTOU	3
MAJOR Maciej, MAJOR Izabela COMPUTER AIDED DESIGN – COMPARATIVE ANALYSIS OF WIDELY AVAILABLE SOFTWARE WITH ANALYTICAL METHOD	)
MAJOR Maciej, MAJOR Izabela, RÓŻYCKA Judyta COEFFICIENTS OF REFLECTION AND TRANSMISSION OF TRANSVERSE AND LONGITUDINAL ACOUSTIC WAVE IN THE BLATZ-KO MATERIAL	5
MICHALCOVÁ Vladimíra, KUZNĚTSOV Sergej, POSPÍŠIL Stanislav NUMERICKÉ MODELOVÁNÍ VLASTNOSTÍ PROUDU VZDUCHU V PROSTORU DÝZY	3
MIKOLÁŠEK David, LOKAJ Antonín, BROŽOVSKÝ Jiří, SUCHARDA Oldřich EXPERIMENTÁLNÍ A NUMERICKÁ ANALÝZA OCELOVÉHO SPOJE DŘEVĚNÉ KULATINY	)

# SÝKORA Miroslav, DRAHORÁD Michal

STROKA MITUSIAV, DRAHORAD MICHAI	
STANOVENÍ DÍLČÍCH SOUČINITELŮ PRO HODNOCENÍ ZATÍŽITELNOSTI	
EXISTUJÍCÍCH MOSTŮ	
SÝKORA Miroslav, NADOLSKI Vitali	
UNCERTAINTY IN RESISTANCE MODELS FOR STEEL MEMBERS	119

Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské - Technické univerzity Ostrava

číslo 2, rok 2014, ročník XIV, řada stavební

článek č. 1

# Kamil BURKOVIČ<sup>1</sup>, Vojtěch BUCHTA<sup>2</sup>

#### EXPERIMENTÁLNÍ MĚŘENÍ MODELU PILOTY, PATKY A SDRUŽENÉHO ZÁKLADU

#### EXPERIMENTAL MEASUREMENTS MODEL OF PILE, SLAB AND RAFT FOUNDATION

#### Abstrakt

Návrh únosnosti a sedání pilotového základu obvykle vychází z předpokladu, že veškeré zatížení od horní stavby je přenášeno pouze pilotami. Vliv přilehlých spojovacích konstrukcí, které jsou v kontaktu s podložím (kalich, deska, patka, pás atd.), je obvykle zanedbán. Potřebná data z experimentálního měření vlivu těchto konstrukcí, na celkovou únosnost základů, byla získána na zkušebním zatěžovacím zařízení (stand), v areálu Stavební fakulty, VŠB-TU v Ostravě. Průběh experimentu a výsledky zatěžovacích zkoušek jsou uvedeny v tomto příspěvku.

#### Klíčová slova

Osamělá pilota, pilotový základ, zkoušení pilot, model pilot, deska, patka, kombinovaný základ, zatěžovací zkouška, sedání, stand.

#### Abstract

Calculation of bearing capacity and settlement of pile foundation is usually based on the premise that all loads from the top of the building are transmitted by only piles. The influence of the adjacent connecting structures that are in contact with the ground (pile cap, slab, block, belt, etc.) is usually neglected. Contribution for the slab connected with head piles was tested on equipment stand, within the Civil Engineering Faculty, Technical University in Ostrava. The course of the experiment and the results of load tests are presented in this paper.

#### Keywords

Single pile, pile foundation, pile test, model pile, slab, base, piled raft foundations, load test, disconnected, stand.

# 1 ÚVOD

Cílem experimentu bylo ověření chování sdruženého základu porovnáním s ekvivalentním plošným základem a pilotou [2]. Byly zkoumány tři typy základových konstrukcí. Vrtaná pilota, deska na podloží a sdružený základ tvořený pilotou a deskou shodných rozměrů [1], [3], [4], [6], [10]. Měření probíhalo na modelech železobetonových konstrukcí zmenšených zhruba v poměru 1:10. Rozměry bylo nutno přizpůsobit tvaru a kapacitě zkušebního zařízení stand [5].

# 2 ZAŘÍZENÍ STAND, STRUČNÁ CHARAKTERISTIKA

Zařízení stand [5], které je vybudováno v areálu Fakulty stavební, Vysoké školy báňské – Technické univerzity Ostrava, slouží ke zkoumání interakce mezi základovými konstrukcemi

<sup>&</sup>lt;sup>1</sup> Ing. Kamil Burkovič, Katedra konstrukcí, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava-Poruba, tel.: (+420) 596 617 121, e-mail: kamil.burkovic@arming.cz.

<sup>&</sup>lt;sup>2</sup> 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.

a podložím. Slouží rovněž pro účely geotechnických měření. Jedná se o ocelovou rámovou konstrukci ukotvenou do základových pásů. Únosnost základů standu včetně zajištění proti vytažení je zvýšena řadou mikropilot [5]. Základní kostru tvoří rámy svařené z ocelových válcovaných profilů, doplněné o dva příčníky, jejichž polohu lze měnit v horizontálním směru. Zatěžovací zařízení (hydraulické lisy) lze libovolně kotvit k příčníkům. Polohu lisů lze tedy v rozmezí půdorysné plochy libovolně měnit. Kapacita zatížení tohoto zařízení je do 1000 kN.

# 3 PŘÍPRAVA ZKUŠEBNÍCH TĚLES

Před zahájením realizace jednotlivých zkušebních těles bylo provedeno srovnání terénu pod zkušebním zařízením. Byla odstraněna vrstva humusu a škvárového násypu až na rostlý terén. Rostlou zeminu podloží tvoří homogenní jíl s vysokou plasticitou a tvrdou až pevnou konzistencí.

# 3.1 Pilota

Modely pilot byly realizovány dne 15.3.2014 v dopoledních hodinách, za slunečného suchého počasí při teplotě 10–12 °C. Piloty byly provedeny z betonu třídy C16/20, X0, který byl vyztužen vložením ocelové závitové tyče. Pilota byla vybetonovaná do otvoru předvrtaného v rostlém podloží pomocí motorového šnekového zemního vrtáku. Průměr vývrtu byl 150 mm, délka byla dána možnostmi vrtného zařízení a činila 850 mm. Po betonáži byl beton piloty zhutněn ponorným vibrátorem.



Obr. 1: Realizace pilot

# 3.2 Sdružený základ

Sdružený základ sestával z modelu jedné betonové vrtané piloty spojené s nadbetonovanou železobetonovou patkou. Patka byla provedena nadbetonováním nad již provedenou samostatně stojící pilotou o průměru D = 150 mm, a délce h = 850 mm. Byl použit beton C16/20 X0, výztužná síť 6/100-6/100.



Obr. 2: Realizace betonové patky nad pilotou - sdružený základ

#### 3.3 Samostatná základová deska

Model základové desky (patky) byl proveden z betonu třídy C16/20 X0, o rozměrech  $600 \times 600 \times 250$  mm. Betonáž byla provedena do dřevěného bednění na rostlý terén. Deska byla vyztužena betonářskou sítí 6/100-6/100 mm při spodním i horním povrchu. Síť byla na koncích ohnuta z důvodu převazby. Po provedení betonáže byla směs zhutněna ponorným vibrátorem.



Obr. 3: Realizace samostatné desky (patky)

# 4 MĚŘENÍ

Všechny tři tělesa byly postupně podrobeny zatěžovací zkoušce, při které bylo měřeno zatížení a svislé deformace tělesa. U modelu plošného základu (desky a kombinovaného základu) bylo měřeno rovněž sedání přilehlého terénu. Při instalaci zařízení a zapojení čidel a sběrnic byly využity zkušenosti z předcházejících zkoušek základových desek [7], [8], [9].

#### 4.1 Měření samostatné piloty

Model osamělé piloty byl měřen dne 7.5.2014. S ohledem na zatlačení byly na hlavu piloty vloženy ocelové podložky. Následně byl instalován dutý hydraulický lis ENERPAC HOLL-O-CILINDER s ručním tlakováním a ocelové nástavce ukotvené k nosníku konstrukce stand. Snímače dráhy byly ukotveny k ocelovým nosníkům. Tlak ve válci a snímače dráhy byly napojeny na sběrnici ALMEMO 2590-4S V5. Měření probíhalo v cyklech po 5 kN s časovou prodlevou 5 min mezi jednotlivými zatěžovacími cykly. Měření bylo ukončeno, jakmile ocelové podložky dosáhly úrovně okolního terénu. Po ukončení měření byl uvolněn tlak ve válci.



Obr. 4: Měření na modelu samostatné piloty (pilota s podložkami – vlevo, měřící sestava – vpravo)

# 4.2 Měření sdruženého základu

Model kombinovaného základu (pilota-deska) byl měřen dne 15.7.2014. Pro měření byl použit hydraulický lis ENERPAC CLRG-2002. Lis byl ke konstrukci standu ukotven pomocí ocelových nástavců a podložek. Nosníky pro instalaci měřičů dráhy byly umístěny z obou stran lisu tak, aby umožnili měření pohybu základu i povrchu přilehlé zeminy. Pro měření sedání základu bylo použito čtyř snímačů dráhy. Zemina byla měřena pomocí sedmi snímačů rozmístěných od základové desky do vzdálenosti 600 mm. Všechny snímače dráhy a snímač tlaku ve válci byly napojeny na sběrnici dat. Měření probíhalo v pěti-minutových cyklech po 20 kN a trvalo zhruba 2 hodiny a 30 minut. Bylo ukončeno, jakmile již nebylo možno dosáhnout další úrovně tlaku v hydraulickém válci. Po ukončení měření byl tlak ve válci uvolněn a bylo doměřeno dotvarování podloží.



Obr. 5: Měření na modelu sdruženého základu (celkový pohled vlevo, detail měření přilehlého terénu)

#### 4.3 Měření samostatné desky

Měření samostatné desky (patky) bylo provedeno dne 25.8.2014. Měření bylo provedeno obdobným způsobem jako měření kombinovaného základu. Byl použit hydraulický lis ENERPAC CLRG-2002 ukotvený pomocí ocelových nástavců a podložek ke konstrukci standu. Obdélníkové nosníky pro instalaci měřičů dráhy byly doplněny o úhelníkové příčné nosníky tak, aby bylo možno měřit deformaci terénu o vliv zatěžování na stávající kombinovaný základ. Pro měření základové desky (patka) byly použity čtyři snímače dráhy, zemina byla měřena celkem osmi snímači. Sedm snímačů bylo rozmístěných od základové desky do vzdálenosti 600 mm. Poslední snímač zeminy byl od desky vzdálen 1,0 m. Další snímač dráhy byl umístěn na stávající kombinovaný základ. Snímač tlaku ve válci a snímače drah byly napojeny na sběrnici dat. Měření probíhalo v pěti-minutových cyklech po 20 kN. Měření bylo ukončeno, jakmile došlo k rozlomení desky (viz obr. 6 vpravo) a nebylo možno dosáhnout další úrovně tlaku v hydraulickém válci. Po ukončení měření byl tlak ve válci uvolněn a bylo doměřeno dotvarování podloží, měření probíhalo 2 hodiny 25 minut.



Obr. 6: Měření na modelu desky (vlevo – celkový pohled, vpravo – detail měření přilehlého terénu)

# 5 VÝSLEDKY MĚŘENÍ

Z jednotlivých měření byla získána data o zatížení modelů základových konstrukcí a jejich svislých deformacích (sedání). U desky a kombinovaného základu navíc data o svislých deformacích povrchu přilehlého terénu. Z datových souborů byly sestaveny přehledné grafy.



Obr. 7: Výsledky měření na modelu piloty, závislost sedání na zatížení

Jak je patrno z grafu závislosti deformací modelu piloty na svislém tlaku, lze stanovit únosnost na mezi přetvoření  $U_{def}$ , při svislé deformaci  $s = 0, 1 \times d$  (kde *d* je průměr piloty, součinitel podmínek působení  $\gamma_{fe} = 1,25$  až 1,3).

$$s = 0,1 \times d = 0,1 \times 150,0 = 15$$
 mm;  $U_{ve} = 101,0$  kN

$$U_{\rm def} = U_{\rm ve} / \gamma_{\rm re} = 101,0 / 1,25 = 80,8 \text{ kN}$$



Obr. 8: Výsledky měření na modelu kombinovaného základu (graf závislosti sedání na zatížení)



Obr. 9: Výsledky měření na modelu základové desky (patky), (graf závislosti sedání na zatížení)



Obr. 10: Shrnutí výsledků měření na všech třech modelech (graf závislosti sedání na zatížení)

Na grafu Obr. 10 jsou zobrazeny svislé deformace (sedání) všech tří typů základových konstrukcí. Minimální deformace při maximálním zatížení vykazuje dle očekávání kombinovaný základ.



Obr. 11: Porovnání součtové křivky (pilota + deska) s křivkou sdruženého základu

Z aritmetického součtu trendů průměrných deformací modelu samostatné piloty a samostatné základové desky (patky) byla zkonstruovaná součtová křivka, která je v grafu na obr. 11 vyznačena fialově. Tato křivka svým tvarem zhruba odpovídá křivce průměrného trendu kombinovaného základu. Což příliš nekoresponduje s předpokladem vyšší únosnosti sdruženého základu vzhledem k zvýšení plášťového tření piloty od přitížení deskou.

Na dalších níže uvedených grafech (obr. 12 a 13), jsou zaznamenány svislé deformace základové půdy v bezprostředním okolí zkoumaného sdruženého základu a desky. Z grafů je patrné zabořování okolní zeminy u hrany základů zhruba do vzdálenosti 100–150 mm. Za touto hranicí dochází k nadzvedávání zeminy vlivem jejího vytlačování z podloží. U kombinovaného základu (obr. 12) je hranice mezi klesáním a zvedáním terénu méně patrná.



Obr. 12: Deformace povrchu terénu u modelu sdruženého základu



Obr. 13: Deformace povrchu terénu u modelu desky (patky)

# 6 ZÁVĚR

Experiment prověřil možnost provádění a zkoušení modelů základových konstrukcí především vrtaných betonových pilot na zařízení stand [5]. Bylo získáno množství dat, které budou využity pro porovnání s teoretickými výpočty, především s výpočty chování základových konstrukcí na podloží pomocí numerického modelování metodou konečných prvků.

U kombinovaného základu byla prakticky zkoumána zvýšená únosnost v plášťovém tření piloty přitížené horní deskou. Tato zvýšená únosnost však nebyla na daném modelu prokázána. Součtová křivka trendů piloty a desky (patky) svým tvarem zhruba odpovídá křivce průměrného trendu sdruženého základu. Lze tedy konstatovat, že pro dané podloží a pro daný tvar a rozměry základů je sedání kombinovaného základu rovno aritmetickému součtu sedání samostatné piloty a samostatné základové desky (viz obr. 11).

Vedle výsledků sedání modelů základových konstrukcí, přinesly experimenty rovněž údaje o chování povrchu přilehlého terénu. Grafické vyhodnocení těchto hodnot je znázorněno ve výše uvedených grafech deformací povrchů přilehlého terénu (viz obr. 12 a 13).

# PODĚKOVÁNÍ

Příspěvek byl realizován za finančního přispění projektu specifického výzkumu na vysokých školách (SGS), č. SP2014/47. Autoři by rádi poděkovali představitelů Fakulta stavební, Vysoké školy báňské – Technické univerzity Ostrava a kolegům za pomoc při realizaci projektu.

#### LITERATURA

- [1] KIM, H.T., KATZENBACH, R. and KIMURA, M., Technical session 2g: Pile foundations (I): Piled rafts, bearing capacity, and analysis, *Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering: Geotechnology in Harmony with the Global Environment 2005, ICSMGE 2005*, Osaka, Japan, 2005, pp. 3193-3195, ISBN: 9059660285;978-905966028-1.
- [2] BAZIAR, M. H., GHORBANI, A., & KATZENBACH, R., Small-scale model test and threedimensional analysis of pile-raft foundation on medium-dense sand. *International Journal of Civil Engineering*, 2009, pp.170-175, ISSN: 17350522.
- [3] POULOS, H. G., Piled raft foundations: Design and applications. *Geotechnique*, 2001, 51(2), 95-113.
- [4] FIORAVANTE, V., GIRETTI, D., & JAMIOLKOWSKI, M. B.. Physical modelling of piled raft. *Paper presented at the Deep Foundations on Bored and Auger Piles - Proceedings of the 5th International Sumposium on Deep Foundations on Bored and Auger Piles*, 2009, BAP 5, 241-248, ISBN: 978-041547556-3.
- [5] CAJKA R., KRIVY V., SEKANINA D. Design and Development of a Testing Device for Experimental Measurements of Foundation Slabs on the Subsoil. *Transactions of the VSB -Technical University of Ostrava*, 2011, Construction Series, Volume XI, Number 1/2011, VŠB TU Ostrava, ISSN 1804-4824 (Online). doi: 10.2478/v10160-011-0002-2.
- [6] BOURGEOIS, E., DE BUHAN, P., & HASSEN, G. Settlement analysis of piled-raft foundations by means of a multiphase model accounting for soil-pile interactions. *Computers* and Geotechnics, 2012, 46, pp.26-38, ISSN: 0266352X, DOI:10.1016/j.compgeo.2012.05.015.
- [7] CAJKA R., BUCHTA V., BURKOVIC K., FOJTIK R. Experimental Soil Concrete Plate Interaction Test and Numerical Models. *Key Engineering Materials*, 2014, Vols. 577-578, pp. 33-36 Trans Tech Publications, Switzerland, doi:10.4028/www.scientific.net/KEM.577 -578.33.
- [8] BUCHTA V., MYNARCIK P. Experimental testing of fiberconcrete foundation slab model. *Applied Mechanics and Materials*, 2014, Vols. 501-504, pp. 291-294, Trans Tech Publications, Switzerland, doi:10.4028/www.scientific.net/AMM.501-504.291.
- [9] CAJKA R., BURKOVIC K., BUCHTA V., Foundation Slab in Interaction with Subsoil, Advanced Materials Research, 2014, vols. 838-841, pp. 375-380 (6 p), Trans Tech Publications, Switzerland, ISSN (Online) 1662-8985, ISSN (Print) 1022-6680, DOI:10.4028/www.scientific.net/AMR.838-841.375.
- [10] CAJKA R., Comparison of the Calculated and Experimentally Measured Values of Settlement and Stress State of Concrete Slab on Subsoil, *Periodical Applied Mechanics and Materials*, 2014, vols. 501 - 504, Advances in Civil and Structural Engineering III, Chapter 4: Monitoring and Control of Structures, Yong Huang, Pages 867-876, DOI 10.4028/www.scientific.net/ AMM.501-504.867.

#### **Oponentní posudek vypracoval:**

Prof. Ing. Jozef Hulla, DrSc., Katedra geotechniky, Stavebná fakulta, STU v Bratislave. Doc. Ing. Marián Drusa PhD., Katedra geotechniky, Stavebná fakulta, ŽU v Žiline. číslo 2, rok 2014, ročník XIV, řada stavební

článek č. 2

# Ondřej PEŠEK<sup>1</sup>, Jindřich MELCHER<sup>2</sup>

#### DESKY Z VRSTVENÉHO KONSTRUKČNÍHO SKLA. NUMERICKÁ A EXPERIMENTÁLNÍ ANALÝZA

#### LAMINATED STRUCTURAL GLASS PLATES. NUMERICAL AND EXPERIMENTAL ANALYSIS

#### Abstrakt

Tento příspěvek pojednává o experimentální a numerické analýze desek z vrstveného konstrukčního skla. V rámci výzkumu byla experimentálně otestována tři zkušební tělesa obdélníkového tvaru rozměrů 1000 mm / 1500 mm s využitím metody vakuování. Numerické simulace byly provedeny na pěti rozdílných numerických modelech vytvořených v různých programech založených na metodě konečných prvků.

#### Klíčová slova

Vrstvené sklo, metoda vakuování, příčné zatížení, numerická analýza, hlavní napětí.

#### Abstract

This paper deals with an experimental and numerical analysis of laminated glass plates transversally loaded. In the frame of research three specimens were experimentally tested using vacuum test method. Glass specimens were rectangular shape with dimensions 1000 mm / 1500 mm. Numerical simulations were carried out by five different numerical models which were developed using software based on finite element method.

#### Keywords

Laminated glass, vacuum test method, transverse load, numerical analysis, principal stress.

# 1 ÚVOD

Jednou z nejrozšířenějších aplikací konstrukčního skla v architektuře jsou skleněné desky, které mohou být součástí systému transparentního zastřešení, prosklených fasád nebo pochůzných prosklených podlah [1]. Tyto části konstrukčního systému jsou vystaveny klimatickým zatížením větrem nebo sněhem a užitným zatížením, která se pro statickou analýzu idealizují jako spojitá rovnoměrná zatížení působící kolmo k povrchu konstrukčního prvku – desky.

Návrh a výběr druhu skla pro horizontální i vertikální konstrukční systémy vyžaduje zvláštní pozornost z hlediska spolehlivosti, mechanismu porušení a odpovídajících důsledků na bezpečnost osob pohybujících se v blízkosti takovýchto konstrukcí. Vysoká poptávka moderní architektury po konstrukcích velkých rozponů z konstrukčního skla znamená nové výzvy jak pro sklářský průmysl, tak pro stavební inženýry [2]. Z důvodu bezpečného, spolehlivého a ekonomického navrhování těchto moderních konstrukcí je zcela nezbytné znát skutečné působení skleněných konstrukcí [3].

<sup>&</sup>lt;sup>1</sup> Ing. Ondřej Pešek, Ústav kovových a dřevěných konstrukcí, Fakulta stavební, Vysoké učení technické v Brně, Veveří 331/95, 602 00 Brno, tel.: (+420) 541 147 329, e-mail: pesek.o@fce.vutbr.cz.

<sup>&</sup>lt;sup>2</sup> Prof. Ing. Jindřich Melcher, DrSc., Ústav kovových a dřevěných konstrukcí, Fakulta stavební, Vysoké učení technické v Brně, Veveří 331/95, 602 00 Brno, tel.: (+420) 541 147 300, e-mail: melcher.j@fce.vutbr.cz.

# 2 VRSTEVNÉ SKLO S POUŽITÍM PVB FOLIE

Sklo se za běžných teplot chová dokonale pružně a k jeho porušení dochází křehkým lomem. Sklo nevykazuje plastické ani pružno-plastické chování, proto nemohou být lokální extrémy napětí redukovány. Z tohoto důvodu je nutné věnovat zvýšenou pozornost konstrukčním detailům uložení skleněných dílců na nosnou konstrukci. Vybrané materiálové charakteristiky konstrukčního skla jsou uvedeny v Tab. 1. Pro běžné aplikace v konstrukcích se používá sodnovápenatokřemičité sklo [4].

Veličina	Symbol	Jednotka	Hodnota	Pracovní diagram
Hustota	ρ	kg/m <sup>3</sup>	2500	σ [N/mm²]
Youngův modul	Ε	MPa	70 000	120 (FIG)
Poissonův koeficient	V	-	0,23	70 (ISG) 45 (ANG)
Souč. tepelné roztažnosti	$\alpha_t$	K-1	9.10-6	$0  1  2  3  4  \varepsilon  [\%]$

Tab. 1: Materiálové charakteristiky sodnovápenatokřemičitého skla [5], pracovní diagram [6]

Pevnost skla v tahu není materiálová konstanta, ale závisí na historii zatížení, reziduálním napětí, mechanickém poškození povrchu, velikosti skleněného dílce a kvality prostředí, kde je dílec umístěn. Charakteristická hodnota (5 % kvantil) tahové pevnosti je 45 MPa pro plavené sklo, 70 MPa pro tepelně zpevněné sklo a 120 MPa pro tepelně tvrzené sklo.

Vrstvení je výrobní proces, kterým se získá výrobek ze skla (vrstvené sklo) skládající se ze dvou anebo více skleněných tabulí vzájemně spojených průhlednou plastickou mezivrstvou. Vrstvené sklo se může skládat pouze z jednoho druhu skleněných tabulí (ANG, HSG nebo FTG) nebo mohou být druhy skla různým způsobem vhodně kombinovány.

Historicky nejpoužívanějším materiálem mezivrstvy je polyvinyl butyralová folie (PVB). Nominální tloušťka jedné PVB folie je 0,38 mm. V praxi je jedna mezivrstva tvořena spíše dvěma nebo čtyřmi PVB foliemi. Polyvinyl butyralová folie je viskoelastický materiál – jeho fyzikální vlastnosti jsou silně závislé na době působení zatížení a teplotě. Při nízkých teplotách (pod 0 °C) a pro krátkodobá zatížení je obecně PVB mezivrstva schopna plně přenášet smyková napětí z jedné skleněné tabule do druhé – jedná se o dokonalé smykové spojení. Při vyšších teplotách a delším zatěžování je tato schopnost významně redukována, při dlouhodobém zatížení nebo vysokých teplotách PVB mezivrstva prakticky není schopná přenášet smyková napětí.

V tabulce 2 jsou uvedeny doporučené hodnoty modulu pružnosti ve smyku PVB mezivrstvy pro různé typy zatížení při pokojové teplotě. Pro ilustraci jsou v tabulce vykresleny průběhy normálového napětí po příčném řezu a vzájemné prokluzy skleněných tabulí. Poissonův součinitel PVB folie  $v \approx 0.50$ .

Doba trvání zatížení	velmi dlouhá > 10 dní	dlouhá < 10 dní	krátká < 3 min	velmi krátká < 10 s
Teplota [°C]	$\approx 22$	$\approx 22$	$\approx 22$	$\approx 22$
Typ zatížení	vlastní tíha	sníh	vítr	náraz
Modul pružnosti ve smyku <i>G</i> [MPa]	0,01	0,05	1	4
Průběh normálového napětí			$\Delta_2 > \Delta_1$	$\Delta_1 = 0$

Tab. 2: Doporučené hodnoty modulu pružnosti ve smyku PVB mezivrstvy [4]

Hodnotu modulu pružnosti mezivrstvy ve smyku pro konkrétní hodnoty teploty okolního prostředí a doby trvání zatížení lze určit podle rovnice [7]:

$$G_{PVB}(t,T) = 0,008 \cdot (100 - T) - 0,0011 \cdot (50 + T) \cdot \log(t)$$
(1)

kde:

t - je čas [s] a

T – teplota [°C].

#### 2.1 Efektivní tloušťka vrstveného skla

Efektivní tloušťka vrstveného skla je tloušťka náhradní monolitické skleněné tabule, jejíž přetvárné vlastnosti jsou ekvivalentní vrstvenému sklu pro konkrétní hodnotu modulu pružnosti mezivrstvy ve smyku, která je funkcí teploty a doby působení zatížení. Použití efektivní tloušťky umožňuje zjednodušení numerických modelů nebo analytické výpočty konstrukcí z vrstveného skla.

Řada autorů se této problematice věnuje od poloviny 20. století. Novější a přesnější přístupy jsou poměrně komplikované. V praxi jednoduše použitelný je model podle Bennisona a Calderona [9]. Vztah pro určení efektivní tloušťky dvojskla pro popis přetvoření je uveden rovnicí:

$$t_{eff,w} = \sqrt[3]{t_1^3 + t_2^3 + 12 \cdot \Gamma \cdot \alpha_s}$$
(2)

Efektivní tloušťky pro analýzu napětí v obou skleněných tabulích se určí podle následujících výrazů:

$$t_{1,eff,\sigma} = \sqrt{\frac{t_{eff,w}^{3}}{t_{1} + 2 \cdot \Gamma \cdot t_{s,2}}}; \ t_{2,eff,\sigma} = \sqrt{\frac{t_{eff,w}^{3}}{t_{2} + 2 \cdot \Gamma \cdot t_{s,1}}}$$
(3)

Parametr  $\Gamma$  je koeficient smykového přestupu a je mírou schopnosti přenosu smykových napětí z jedné tabule skla do druhé přes mezivrstvu. Koeficient smykového přestupu nabývá hodnot od 0 do 1, přičemž hodnota 0 dává nejnižší efektivní tloušťku  $t_{eff}$  (tzv. layered limit), kdy skleněné tabule působí samostatně a hodnota 1 dává nejvyšší efektivní tloušťku  $t_{eff}$  (tzv. monolithic limit), kdy skleněné tabule jsou plně smykově spřaženy.

$$\Gamma = \frac{1}{1+9,6\frac{E \cdot \alpha_s \cdot t_{\text{int}}}{G_{\text{int}} \cdot t_0^2 \cdot L^2}}$$
(4)

2

2

Parametr  $\alpha_s$  zavádí do výpočtu efektivní tloušťky a koeficientu smykového přestupu geometrické parametry vrstveného dvojskla:

$$\alpha_{s} = \frac{1}{b} \cdot \frac{A_{1} \cdot A_{2}}{A_{1} + A_{2}} \cdot t_{0}^{2} = t_{1} \cdot t_{s,2}^{2} + t_{2} \cdot t_{s,1}^{2} = t_{1} \cdot \left(\frac{t_{0} \cdot t_{2}}{t_{1} + t_{2}}\right)^{2} + t_{2} \cdot \left(\frac{t_{0} \cdot t_{1}}{t_{1} + t_{2}}\right)^{2}$$
(5)

kde v rovnicích (2, 3, 4 a 5):

je tloušťka skleněné tabule 1 a 2 a mezivrstvy [mm],  $t_{1.}$   $t_{2.}$   $t_{int}$ \_ t<sub>0</sub> \_ vzdálenost těžišť skleněných tabulí [mm],  $A_{1}, A_{2}$ \_ plocha skleněné tabule 1 a 2 [mm<sup>2</sup>], b, Lšířka a smyková délka skleněného prvku [mm], \_ E modul pružnosti skla v tahu a tlaku [MPa] a \_ modul pružnosti mezivrstvy ve smyku [MPa].  $G_{int}$ \_

# 3 EXPERIMENTÁLNÍ OVĚŘENÍ MEZNÍ ÚNOSNOSTI

Cílem experimentu bylo ověření skutečného působení skleněných desek z vrstveného skla uložených liniově kloubově po celém obvodu pod spojitým rovnoměrným zatížením působícím kolmo k tabuli skla. V rámci výzkumu byly testovány tři zkušební vzorky. Všechna zkušební tělesa byla z vrstveného skla sestávajícího ze dvou tabulí skla tloušťky 4 mm (celková tloušťka byla 8 mm) s mezivrstvou tvořenou PVB folií. Byly zkoušeny různé kombinace plaveného a tepelně tvrzeného skla. Půdorysný rozměr všech zkušebních těles byl 1500 mm / 1000 mm. Detailnější popis zkušebních vzorků je uveden v Tab. 3.

Vzorek	Složení	Popis	Detail
T1	VG 44.1	2* FLOAT + 1 PVB folie	
T2	VSG 44.2	2* FTG + 2 PVB folie	
Т3	VSG 44.2	1*FLOAT (horní) + 1* FTG (dolní) + 2 PVB folie	

Tab. 3: Popis zkušebních těles

Zkušební vzorek T3 byl orientován tak, že tabule plaveného skla byla u horního povrchu a tabule tepelně tvrzeného skla byla u spodního povrchu. U spodního povrchu vlivem zatížení ve směru gravitace vznikají tahová napětí a tvrzené sklo má pevnost v tahu přibližně třikrát větší, než je tahová pevnost plaveného skla. Takto orientovaný zkušební vzorek tedy vykazuje větší mezní únosnost.

# 3.1 Metoda zatěžování vakuováním

Metoda zatěžování vakuováním je ověřená technologie Zkušebny nosných konstrukcí Ústavu kovových a dřevěných konstrukcí FAST VUT v Brně pro experimentální verifikaci procesu přetváření a únosnosti dílců pod plošným zatížením [9]. Zkušební sestava je znázorněna na Obr. 1. Zkušební vzorek (a) byl ve vodorovné poloze uložen na ocelový nosný rám (b). Nosný rám sestával z vodorovných profilů U80 sestavených do tvaru obdélníka, ve všech čtyřech rozích byl podepřen stojkami z čtyřhranných ocelových trubek o straně 45 mm. Mezi ocelovým rámem a skleněným vzorkem byla umístěna plsť o tloušťce 5 mm, která eliminovala lokální koncentrace napětí na kontaktu sklo-ocel. Staticky se jednalo o obdélníkovou desku liniově kloubově a posuvně podepřenou po čtyřech stranách.

Kolem nosného ocelového rámu byl sestaven box (c) z dřevěných fošen takových dimenzí, aby odolal danému zatížení. Zkoušený vzorek a dřevěný box byly překryty průhlednou plastovou folií (e) neprodyšně přiléhající k železobetonové podlaze, která je vysoce vyztužena, aby nedošlo k jejímu vyboulení vlivem podtlaku. Spojité rovnoměrné zatížení bylo vyvoláno tzv. metodou vakuování, při které se z prostoru boxu pod zkoušeným vzorkem odčerpává vzduch vývěvou (g), tím vzniká rozdíl mezi atmosférickým tlakem působícím vně boxu a tlakem uvnitř boxu. Tímto způsobem bylo zkušební těleso zatěžováno plošným spojitým rovnoměrným zatížením.



Obr. 1: Uspořádání testu [10]

Na samonosném nezávislém ocelovém rámu (d) byly umístěny úchylkoměry (f). Rozmístění snímačů je znázorněno na obrázku 2b. Digitální snímače Mitutoyo Absolute Digimatic ID-C zaznamenávaly svislé deformace s přesností na 0,01 mm. Velikost zatížení byla měřena pomocí digitálního manometru DM 9200 v jednotkách kg.m<sup>-2</sup>. V obrázku 2a je naznačeno teoretické umístění liniových podpor (čárkovanou čarou) a uprostřed je detail uložení skleněného vzorku na ocelový rám přes plstěnou podložku.



Obr. 2: a) Uložení vzorku; b) Rozmístění snímačů [10]

# 3.2 Mechanismus porušení

Zkoušený vzorek byl zatížen na hodnotu 1 kN.m<sup>-2</sup>, poté byl odlehčen na 0,10 kN.m<sup>-2</sup>. Následovalo opět zatížení na hodnotu 3 kN.m<sup>-2</sup> a odlehčení na 1 kN.m<sup>-2</sup>. Tím si vzorek "dosedl" na ocelový rám. Poté následovalo postupné plynulé zatěžování až do porušení zkušebního tělesa. Deformace byly zaznamenávány po zatěžovacích krocích 0,20 kN.m<sup>-2</sup> až 1 kN.m<sup>-2</sup>. Rychlost zatěžování byla přibližně 1 kN.min<sup>-1</sup>.

**Mechanismus porušení tělesa T1:** K porušení došlo při zatížení 13,60 kN.m<sup>-2</sup>. V místě největších napětí se sklo rozpadlo na střepy cca 5 mm velké, v rozích byly zřetelné trhliny kopírující směr hlavního napětí. Ve všech čtyřech rozích došlo k přetržení PVB folie - viz Obr. 3a. U tohoto zkušebního vzorku bylo nalezeno místo prvotního selhání – Obr. 3b.



Obr. 3: a) Mechanismus porušení tělesa T1; b) Bod prvotního selhání tělesa T1

**Mechanismus porušení tělesa T2:** Zkušební těleso T2 bylo postupně zatěžováno až na hodnotu 50 kN.m<sup>-2</sup>. Na této hodnotě zatížení musel být experiment přerušen z důvodu dosažení mezních hodnot měřícího zařízení - vzorek byl zcela odlehčen. Při dalším pokusu došlo k protržení PVC krytu při hodnotě zatížení 54 kN.m<sup>-2</sup>, vzorek byl znovu zcela odtížen. Při třetím zatěžování došlo k porušení dílce již při zatížení 51,50 kN.m<sup>-2</sup>. Zkušební vzorek byl prudkým dopadem na dřevěnou fošnu ztužující box roztržen na dvě části – viz Obr. 4a.

**Mechanismus porušení tělesa T3:** Při zatížení 26 kN.m<sup>-2</sup> došlo k porušení horní tabule plaveného skla, přičemž trhliny přesně odpovídaly průběhu hlavních napětí v desce – viz Obr. 4b. I po porušení tabule plaveného skla byl prvek schopen přenášet stále se zvyšující zatížení. K selhání došlo při zatížení 37,20 kN.m<sup>-2</sup>.



Obr. 4: Mechanismus porušení: a) Vzorek T2; b) Vzorek T3

K porušení všech tří zkušebních těles došlo náhle bez jakéhokoli předešlého upozornění. Z důvodu extrémního zatížení při porušení vzorků bylo selhání doprovázeno silným zvukovým efektem, při implozi menší střepy dolétly až do vzdálenosti několika metrů.

#### 3.3 Naměřená data

Během experimentu byly průběžně měřeny hodnoty úchylek v závislosti na zatížení. Závislosti průhybů na zatížení pro všechna tři zkušební tělesa jsou zobrazeny v grafech v Obr. 5 a 6. V grafu v Obr. 6a je vidět průběh zatěžování popsaný výše.

Závislosti velikostí deformací na zatěžovací síle pro všechna tři testovaná tělesa je znázorněna na Obr. 5. V grafu vlevo je vynesena deformační křivka pro bod uprostřed desky (snímač číslo 5) a v grafu vpravo jsou vyneseny deformační křivky pro body uprostřed liniových podpor (snímače 2, 4, 6 a 8). Hodnoty deformací na liniových podporách jsou reprezentovány aritmetickým průměrem naměřených deformací na protilehlých liniových podporách.



Obr. 5: a) Průhyb ve středu desky; b) Průhyb ve středu liniových podpor

Velikost zatížení byla tak vysoká, že nosný ocelový rám, na kterém byla umístěna zkoušená tělesa, vykazoval poměrně velké průhyby. V grafu v Obr. 6 vpravo jsou vyneseny průhybové křivky opravené o hodnoty průhybů liniových podpor.



Obr. 6: a) Detail procesu zatěžování; b) Opravené hodnoty průhybu

# 4 NUMERICKÉ MODELOVÁNÍ

Numerické modely byly vytvořeny v programech založených na metodě konečných prvků. Pro popis chování skla i PVB mezivrstvy byl zvolen lineárně pružný pracovní diagram - parametry skla: E = 70 GPa, v = 0,23; parametry PVB folie: v = 0,50 a modul pružnosti ve smyku byl uvažován čtyřmi charakteristickými hodnotami podle Tab. 2:  $G_{int} = 4$ ; 1; 0,05 a 0,01 MPa.

Bylo vytvořeno celkem pět modelů reprezentujících různý stupeň zjednodušení popisu skutečnosti. Při modelování byla využita symetrie úlohy - byla modelována <sup>1</sup>/<sub>4</sub> skleněné desky s odpovídajícími okrajovými podmínkami. Geometricky nelineární analýza byla provedena podle teorie velkých deformací. Popis numerických modelů je uveden v Tab. 4.

Model	Popis	Detail
M1	ANSYS solid model Skleněné tabule + PVB mezivrstva → prvky SOLID45 Skutečné tloušťky skleněných tabulí a mezivrstvy	
M2	ANSYS solid model Vrstvené sklo modelováno jako monolitická tabule skla s efektivní tloušťkou t <sub>eff</sub> zahrnující vliv smykového spojení → prvky SOLID45	
M3	ANSYS shell model Vrstvené sklo modelováno jako monolitická tabule skla s efektivní tloušťkou <i>t<sub>eff</sub></i> definovanou jako reálná konstanta → prvky SHELL181	
M4	RFEM model – Ing. Software Dlubal Složení vrstveného skla bylo definováno v přídavném modulu RF- GLASS, pomocí něhož byla konstrukce analyzována	
M5	SJ MEPLA model – SJ Software GmbH Komerční software pro analýzu a navrhování skleněných desek. Jednotlivé vrstvy dvojskla byly přesně nadefinovány	

V grafech v Obr. 7 a 8 jsou zobrazeny závislosti průhybů a hlavního napětí na zatížení podle numerických modelů. V grafech vlevo jsou zobrazeny výsledky podle numerických modelů pro modul pružnosti mezivrstvy ve smyku  $G_{int} = 1,0$  MPa. V grafech vpravo jsou vyneseny křivky podle numerického modelu 1 pro různé hodnoty modulu pružnosti mezivrstvy ve smyku  $G_{int}$ . Rozdíl mezi největším a nejmenším průhybem podle numerických modelů je přibližně 15 %, přičemž numerické modely 1 a 5 dávají prakticky shodné hodnoty. To platí i pro hlavní napětí, kde je ale rozdíl mezi modely nejvýše 8 %.



Obr. 7: Výsledky numerických simulací – průhyby ve středu desky

Vliv visko-elastického chování PVB mezivrstvy je znázorněn pomocí tečen křivek v grafech v Obr. 7 a 8 vpravo – pro nejnižší zatížení červenou čárkovanou čarou, pro nejvyšší zatížení zelenou čárkovanou čarou. Ze sklonu tečen je zřejmé, že vliv  $G_{int}$  je významnější pro nižší hodnoty zatížení (různoběžné tečny) než pro zatížení vysoká (tečny jsou přibližně rovnoběžné).



Obr. 8: Výsledky numerických simulací - hlavní napětí ve středu desky

# 5 POROVNÁNÍ VÝSLEDKŮ

Pro podmínky při experimentech ( $T \approx 18$  °C,  $t \approx 40$  min) je podle rovnice (1)  $G_{int} = 0,4$  MPa. Pro srovnání experimentů s numerickými modely jsou použity výsledky numerických simulací pro modul pružnosti mezivrstvy ve smyku  $G_{int} = 1$  MPa.



Obr. 9: Porovnání experimentů a numerických simulací

Rozdíly mezi průhyby naměřenými při experimentech a zjištěných numerickými simulacemi při mezní únosnosti jsou následující: vzorek T1 4 %; vzorek T2 0,2 %; vzorek T3 2 %. Na základě prakticky shodných průběhů křivek experimentů a numerických modelů lze tvrdit, že numerické modely velice přesně popisují skutečné chování zkoušených vzorků.

V Obr. 9 je vynesena křivka závislosti největší hodnoty hlavního napětí v celé desce na zatížení. Červenými šipkami jsou odečteny hodnoty napětí ve skleněné desce podle numerického modelu 5 při selhání dílce při experimentu. Tímto způsobem zjištěná napětí jsou vyšší než charakteristické hodnoty pevnosti jednotlivých typů skla. Podle num. modelu bylo v dílci T1 napětí při porušení 59 MPa, což je 131 % charakteristické hodnoty pevnosti plaveného skla  $f_{b,k}$ . Vzorek T2 selhal při vypočteném napětí 170 MPa (142 %  $f_{b,k}$ ). Vzorek T3 selhal při vypočteném napětí 236 MPa (197 %  $f_{b,k}$ ).

Na Obr. 10a je detail průběhu trhlin v tabuli plaveného skla v rohu vzorku T3. Trhliny vznikly při zatížení 26 kN.m<sup>-2</sup>. Průběh hlavních napětí podle numerického modelu 5 na ¼ skleněné desky při zatížení 26 kN.m<sup>-2</sup> je znázorněn na Obr. 10b. Průběh hlavních napětí vyhodnocených numerickým modelem je věrohodný, blíží se skutečnému průběhu hlavních napětí reprezentovaným vzorem trhlin ve zkušebním vzorku T3. Při nižších hodnotách zatížení je nejvyšší hodnota hlavního napětí ve středu desky, při narůstajícím zatížení bod maximálního napětí začíná "putovat" směrem do rohu (do všech čtyř rohů) desky. Při vysokém zatížení se napětí koncentruje v blízkosti rohů desky. Ve vzorku T1 byl nalezen bod prvotního selhání, ze kterého se trhliny rozšířily do celého tělesa – viz Obr. 3b. Toto místo je právě v oblasti rohu desky.



Obr. 10: a) Vzor trhlin při zatížení 26 kN.m<sup>-2</sup>; b) Hlavní napětí při zatížení 26 kN.m<sup>-2</sup>

# 6 SHRNUTÍ

Z výsledků parametrické studie numerickými simulacemi vyplývá, že vliv teploty a doby trvání zatížení je významnější pro nižší hodnoty zatížení, než pro zatížení vyšší. Tak vysoké zatížení, jaké bylo vyvozeno během experimentů, se ale v praxi nevyskytuje. Všechny testované typy numerických modelů jsou použitelné pro popis chování desek z vrstveného skla. Z hlediska přesnosti výsledků se doporučuje model 1 (ANSYS – všechny vrstvy) a model 5 (SJ MEPLA). Pro návrh skleněné desky je rozhodující mezní stav použitelnosti (za předpokladu dokonalého uložení a zatížení ideálním celoplošným rovnoměrným zatížením).

# PODĚKOVÁNÍ

Příspěvek byl realizován za finančního přispění Grantové agentury ČR, projekt P105/12/0314, a MŠMT ČR v rámci specifického výzkumu, projekt FAST-J-14-2374.

#### LITERATURA

- [1] MELCHER, J. & KARMAZÍNOVÁ, M. The Experimental Verification of Actual Behaviour of the Glass Roofing Structure under Uniform Loading. In *EUROSTEEL 2005 4<sup>th</sup>European Conference on Steel and Composite Structures*. Maastricht, 2005, volume B. ISBN 3-86130-812-6.
- [2] PEŠEK, O. & MELCHER J. Numerické modelování tlačených prutů z vrstveného konstrukčního skla. In *Modelování v mechanice 2013*. Ostrava: VŠB-TUO, 2013. ISBN 978-80-248-2985-2.
- [3] MELCHER, J. & KARMAZÍNOVÁ, M. Design and experimental verification of actual behaviour of structural glass in roofing and façade systems. In 3rd International Conference on Structural Engineering, Mechanics and Computation. Cape Town: Millpress, 2007, pp. 657-658. ISBN 978-90-5966-054-0.
- [4] LAUFS, W. & LUIBLE, A. Introduction on Use of Glass in Modern Buildings. Rapport No ICOM 462. Lausane: EPFL ICOM, 2003.
- [5] PEŠEK, O. & MELCHER, J. Numerická analýza působení tlačených prutů z vrstveného konstrukčního skla. *Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské Technické univerzity Ostrava, řada stavební*, Vol. 10, Issue 2, 2013, ISSN 1213-1962
- [6] PEŠEK, O. & MELCHER, J. Study of Behaviour of Beams and Panels Based on Influence of Rigidity. *Procedia Engineering*. 2012, Nr. 40, pp. 363-368. ISSN 1877-7058.
- [7] HEŘMANOVÁ, L. & ELIÁŠOVÁ, M. Stabilita nosných konstrukcí ze skla namáhaných ohybem. In VII. Vedecká konferencia Stavebnej fakulty TU v Košiciach. Košice: Technická univerzita v Košiciach, 2007, pp. 81-86. ISBN 978-80-8073-802-0.
- [8] CALDERONE, I. & DAVIES, P. & BENDAT, J. & BENNISON, S. J. Effective laminate thickness for the design of laminated glass. In *Glass Processing Days*. Tampere: Glass Performance Days, 2009, ISBN 952-91-8674-6.
- [9] MELCHER, J. & KARMAZÍNOVÁ, M. Sklo\_Zatěžování vakuováním; Technologie pro experimentální verifikaci procesu přetváření a únosnosti dílců z konstrukčního skla s využitím metody zatěžování vakuováním. Zkušebna nosných konstrukcí Ústavu KDK FAST VUT v Brně. (ověřená technologie)
- [10] PEŠEK, O. & MELCHER, J. Experimental Verification of the Actual Behaviour of Laminated Glass Element under out of Plane Loading. In *Eurosteel 2014*, 7<sup>th</sup> European Conference on Steel and Composite Structures. Napoli: ECCS, 2014, pp. 951-952. ISBN 978-92-9147-121-8.

#### **Oponentní posudek vypracoval:**

Doc. Ing. Martin Psotný, PhD., Katedra stavebnej mechaniky, Stavebná fakulta, STU v Bratislave. Ing. Vít Křivý, Ph.D., Katedra konstrukcí, Fakulta stavební, VŠB-TU Ostrava. číslo 2, rok 2014, ročník XIV, řada stavební

článek č. 3

#### Tomáš HÖCHSMANN<sup>1</sup>, Karel VOJSTASÍK<sup>2</sup>

#### VÝSLEDKY EXPERIMENTÁLNÍCH MĚŘENÍ PROPUSTNOSTI KONSTRUKČNÍ SPÁRY UTĚSNĚNÉ BENTONITOVOU HYDROIZOLAČNÍ MATRACÍ

# RESULTS OF EXPERIMENTAL MEASUREMENT OF LEAKEGE OF A CONSTRUCTION JOINT SEALED WITH THE BENTONITE WATERPROOF MATTRESS

#### Abstrakt

Příspěvek přináší výsledky experimentálních laboratorních měření propustnosti konstrukční spáry utěsněné překrytím bentonitovou hydroizolační matrací. Měření probíhalo na fyzikálním modelu krátkého úseku konstrukční spáry. Měření byla provedena pro několik variant utěsnění a situaci bez izolace. Naměřené hodnoty objemů průsaků vody jsou zpracovány do grafických závislostí, které dokumentují časový vývoj průsaku konstrukční spárou. Druhým výsledkem provedených experimentů je ověření laboratorního postupu měření průsaku konstrukční spárou.

#### Klíčová slova

Bentonitové matrace, konstrukční spára, průsak.

#### Abstract

The paper reports the results of experimental laboratory leakage measurements of a construction joint sealed with the bentonite waterproof overlaying mattress. Measurements were carried out on the physical model for the short length of a construction joint. The measurements were performed for several variants of construction joint overlaying and a situation without it. The measured values of leak water volumes are processed into graphical relationships that document the time dependency of the construction joint leakage. The second result of the experiments is verification of the laboratory procedure to measure the leakage of a construction joint.

#### Keywords

Bentonite mattress, construction joint, leakage.

# 1 ÚVOD

Ochrana geotechnických konstrukcí před účinky podzemních vod a zabezpečení proti pronikání vod do prostorů geotechnických staveb je základním problémem, který musí řešit všechny geotechnické konstrukce a stavby [7]. Hydroizolačních systémů, které problém řeší, je celá řada. Jedním z nich jsou bentonitové hydroizolační matrace, využívající přirozené vlastnosti jílovitých minerálů – bentonitů, vázat vodu [2]. Bentonitová hydroizolační matrace je umělou analogií vrstvy jílovité zeminy, která je přirozenou bariérou, přerušující proudění podzemních vod. Izolační systémy založené na jílovitých minerálech mají jedinečnou vlastnost, kterou postrádají ostatní systémy.

<sup>&</sup>lt;sup>1</sup> Ing. Tomáš Höchsmann, 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: tomas.hochsmann@vsb.cz.

<sup>&</sup>lt;sup>2</sup> 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.vojtasík@vsb.cz.

Touto vlastností je, že jsou schopny regenerovat svou izolační funkci, jestliže dojde k jejich fyzickému narušení. Jílovité minerály uniklé při jejím fyzickém narušení ze struktury matrace se mohou rovněž stát účinným prostředkem, který může utěsnit jak konstrukční spáru, tak i trhliny vzniklé v geotechnické konstrukci. V případě, pokud se izolační funkce poškozené bentonitové matrace neobnoví přirozeným vývojem v požadovaném rozsahu, pak zde zůstává stále možnost dodatečného utěsnění poruchy injektáží jílovitou suspenzí [5]. Toto řešení zaručuje obnovení izolační funkce a zachování materiálového charakteru izolační bariéry [6]. Bentonitové hydroizolační matrace nejsou zdrojem rizika kontaminace okolního prostředí cizorodými látkami.

Předložený článek uvádí poznatky a výsledky laboratorních zkoušek, provedených na modelu konstrukční spáry těsněné bentonitovou matrací v laboratoři Katedry Geotechniky a pozemního stavitelství, FAST, VŠB-TU Ostrava. Záměrem těchto zkoušek bylo ověření izolační činnosti uvedeného systému, do jaké míry odpovídají hydroizolační parametry matrací uváděné jejich výrobci a dodavateli výsledkům laboratorních měření na fyzikálním modelu. Výzkum tohoto problému zatím nebyl ukončen, stále probíhá a je tématem doktorandského studia Ing. Tomáše Höchsmanna.

# 2 FYZIKÁLNÍ MODEL KONSTRUKČNÍ SPÁRY

Fyzikální model konstrukční spáry je tvořen dvěma deskovitými bloky, které jsou umístěny do čtvercové vany o délce strany 780 mm. Stěny a dno vany jsou ze silnostěnného plexiskla. Dno vany je perforováno soustavou otvorů o průměr 6 mm, které odvádí vodu proteklou konstrukční spárou. Pod vanou jsou umístěny odtoková nádoba k zachycení vody proteklé otvory ve dně vany a sběrná nádoba. Vana i odtoková nádoba jsou umístěny do ocelové rámové konstrukce. Zařízení bylo poskytnuto pro účely provádění experimentů firmou Pastell s.r.o. (viz obr. 1).



Obr. 1: Pohled na zkušební zařízení

Konstrukční spára je vytvořena pomocí dvou deskových bloků o stejných rozměrech, které jsou položeny na dno vany a utěsněny podél stěn vany pružně-plastickým butylenovým tmelem. Délka konstrukční spáry činí 780 mm. Šířka spáry je dána suchým spojení bočních čel desek a činí

cca 5 mm (viz obr. 2). Bloky jsou vytvořeny z desek z extrudovaného polystyrénu o tloušť ce 80 mm. Polystyrénové desky jsou po celém svém povrchu, horní, dolní a čela, pokryty 20 mm betonu C20/25. Bloky vytvořené pouze z betonu by měly značnou hmotnost a velmi obtížně by se s nimi manipulovalo. Použití polystyrénu vyplynulo z následujících okolností: polystyrén nebobtná při styku s vodou, má nízkou hmotnost, snadno se zpracovává a má dostatečnou přilnavost k betonu.



Obr. 2: Pohled na konstrukční spáru

Základem fyzikálního modelu hydroizolační bariéry je bentonitová matrace VOLTEX jejímž dodavatelem je společnost CETCO Czech s.r.o. Hydroizolační bentonitová matrace VOLTEX se skládá ze dvou krycích polypropylenových geotextilií, kde jedna vrstva je tvořena netkanou textilií a druhá je tvořena textilií tkanou. Minerální vyplň matrace je ze sodného bentonitu komerčně nazvaného Volclay. Volclay je materiál přírodního původu, a jedná se o jíl sopečného původu, který se vyskytuje v Black Hills v USA [4]. Volclay při styku s vodou vytváří hustou monolitickou hmotu, která expanduje a vytváří trvalou nepropustnou plastickou membránu (viz obr. 3) [3], [8].



Obr. 3: Skladba bentonitové izolace VOLTEX (propagační leták Fy. Pastell s.r.o.)

Matrace VOLTEX je položena na suchý betonový povrch bloků, následně je na ni nasypána vrstva suchého štěrkopísku a přitížena betonovými bloky (viz obr. 4). Vrstva štěrkopísku a betonové bloky nahrazují zemní, nebo horninové prostředí, které obklopuje geotechnickou konstrukci. Takto vytvořený model je následně zaplaven vodou s volnou hladinou. Hloubka zaplavení je trvale udržována na hodnotě cca 5 cm.



Obr. 4: Pohled na fyzikální model hydroizolační bariéry konstrukční spáry

# 3 VARIANTY ZKOUŠEK HYDROIZOLAČNÍ BARIÉRY

Sledování činnosti hydroizolační bariéry konstrukční spáry probíhala pro tři varianty překrytí konstrukční spáry a jednu referenční situaci bez izolační bariery. Tři varianty s překrytím se navzájem liší rozsahem překrytí. U dvou variant překrytí bylo provedeno jen na části bloků, pásem matrace, symetricky položeným nad konstrukční spárou. Pásy měly šířku 200 mm a 600 mm. Ve třetím případě bylo provedeno úplné pokrytí obou bloků hydroizolační matrací. Varianta úplného pokrytí byla dále členěna na situaci mechanicky neporušené a porušené hydroizolační bariéry. Mechanického porušení hydroizolační bariéry bylo dosaženo jejím proříznutím nožem po celém úseku nad konstrukční spárou, při kterém byly poškozeny textilní vrstvy matrace (viz obr. 5).



Obr. 5: Proříznutí bentonitové izolace VOLTEX nad konstrukční spárou

Proříznutí hydroizolační bariéry následovalo až v druhé fázi testu. V první fázi byla testována nepoškozená bariéra. V druhé fázi následovalo odsátí vody, vysušení modelu, odstranění přitěžujících betonových bloků, částečné odstranění štěrkopískového zásypu nad konstrukční spárou a proříznutí hydroizolační matrace. Poté byly obnoveny zásyp, přitížení a model byl opět zaplaven.

Varianty zkoušek pro neúplné překrytí bloků probíhaly jednofázově, to znamená, že byly pouze zaplaveny jedenkrát. Varianta s úplným překrytím bloků probíhala v několika fázích, kdy se model vysušil a opětovně zaplavil, tak jak k tomu může docházet během skutečných podmínek v praxi.

# 4 ZPŮSOB A PRŮBĚH MĚŘENÍ PRŮSAKU

Měření průsaku vody hydroizolační bariérou probíhalo v intervalech. Jednotlivé odečty průsaků vody proběhly vždy po uplynutí 30 minut, kdy se pomocí skleněného odměrného válce

s mililitrovou odčítací stupnicí stanovil objem vody, který se během 30 minut shromáždil v sběrné nádobě. Jakmile se hodnota průsaku ustálila, byl interval odečtu prodloužen z 30 minut na 8 hodin.

# 5 VÝSLEDKY

Naměřené hodnoty průsaků utěsněnou konstrukční spárou pro výše jmenované varianty jsou shrnuty a prezentovány grafy na obrázku č. 6 [1].



Obr. 6: Grafy průsaků konstrukční spárou pokrytou hydroizolační matrací

# 6 ZÁVĚR

Experimenty provedené na fyzikálním modelu konstrukční spáry prokázaly jeho způsobilost k sledování – měření účinnosti těsnění konstrukční spáry bentonitovou hydroizolační matrací.

Účinnost těsnění jednotlivých variant je různá. Z vyhodnocení objemů průsaku plyne, že pokud je bentonitová matrace pokládána na tuhý suchý betonový povrch, utěsnění zapouzdřením celé plochy geotechnické konstrukce je účinnější spolehlivější, než pouhé dílčí překrytí konstrukční pásem bentonitové hydroizolační matrace. Toto řešení nezabraňuje podtékání matrace na jejím rozhraní s betonovým povrchem konstrukce. Situace však může vypadat příznivěji, jestliže pásy na svých krajích budou zajištěny a ukončeny těsnící tlakovou lištou. Ověření účinnosti těsnící tlakové lišty bude ověřováno následujícími experimenty.

Experimentem se prokázal rovněž efekt regenerace hydroizolační bentonitové matrace po jejím poškození proříznutím. Zůstala funkční i po tomto zákroku. Nicméně je potřeba podotknout, že při tomto zákroku nedošlo k pohybu bloků a změně šířky konstrukční spáry, neboť lze předpokládat, že tyto okolnosti budou příčinou mechanického poškození hydroizolační matrace.

Během jednoho experimentu došlo k situaci, že do konstrukční spáry pronikly materiály, konstruující model, tj. jílovitá hmota z matrace a část materiálu zásypu, které utěsnily prostor konstrukční spáry. Touto situací se potvrdil vedlejší injektážní účinek migrujících jílovitých minerálů uvolněných z hydroizolační matrace v případě, že tyto budou penetrovat trhliny v konstrukci.

Je nutné připomenout, že izolační systémy na bázi bentonitu jsou především vhodné tam, kde je bentonitová matrace sevřena mezi betonovou konstrukcí a přiléhající zeminou, popř. jiným

materiálem. Pak může odolávat i relativně vysokým tlakům podzemní vody. Provedené experimenty jsou zjednodušením, kdy tlak vody je malý a rovněž sevření izolační vrstvy je důsledkem pouze tíhy přitěžovacích betonových bloků. I přesto izolační systém prokázal dobré výsledky a průsak nebyl velký. Výzkum chování minerálních hydroizolačních matrací pokračuje dalšími experimenty, které zkoumají efekt utěsnění dilatační spáry.

# PODĚKOVÁNÍ

Příspěvek byl realizován za finančního přispění MŠMT, podporou specifického vysokoškolského výzkumu Studentské grantové soutěže VŠB-TU Ostrava pod identifikačním číslem SP2014/75.

#### LITERATURA

- [1] ASTM D5887 09. Standard test Method for Measurement of Index Flux Through Saturated Geosynthetic Clay Liner Specimens Using Flexible Wall Permeameter. 100 Barr Drive, PO Box C700, West Conshohocken, USA: ASTM International, 2009. Dostupné z: http://www.astm.org/Standards/D5887.htm.
- [2] KOCH, D., Bentonites as a basic material for technical base liners and site encapsulation cutoff walls, *Applied Clay Science* [online]. Volume 21, Issues 1–2, April 2002, Pages 1-11, [vid. 2014-19-09], ISSN 0169-1317, http://dx.doi.org/10.1016/S0169-1317(01)00087-4.
- [3] KRÖHN, K., P., New conceptual models for the resaturation of bentonite, *Applied Clay Science*, Volume 23, Issues 1–4, August 2003, Pages 25-33, [vid. 2014-19-09], ISSN 0169-1317, http://dx.doi.org/10.1016/S0169-1317(03)00083-8.
- [4] ZBIK, M.S., WILLIAMS, D.J., SONG, Y.-F., WANG, C.-C., The formation of a structural framework in gelled Wyoming bentonite: Direct observation in aqueous solutions, Journal of Colloid and Interface Science, December 2014, Pages 119-127, [vid. 2014-09-11], http://www.scopus.com/inward/record.url?eid=2-s2.0-84907486942&partnerID=40&md5=02d5f8ac7fcc32cc971471e2abb67396
- PUSCH, R., ALSTERMARK, G., Experience from preparation and application of till/bentonite mixtures, Engineering Geology, Volume 21, Issues 3–4, June 1985, Pages 377-382, [vid. 2014-09-11], ISSN 0013-7952, http://dx.doi.org/10.1016/0013-7952(85)90029-8. (http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/0013795285900298)
- [6] DUECK, A., Laboratory results from hydro-mechanical tests on a water unsaturated bentonite, Engineering Geology, Volume 97, Issues 1–2, 12 March 2008, Pages 15-24, [vid. 2014-09-11], ISSN 0013-7952, http://dx.doi.org/10.1016/j.enggeo.2007.11.001. (http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0013795207002281)
- [7] BICAN, P., CHAMRA, P., DOHNÁLEK, V., PANUŠKA, J., VYDROVÁ, L., Sanice Veleslavín první trojlodní stanice pražského metra navržená metodou NRTM, Tunel 1/2012, 03-08, 2012, Praha. ISSN 1211-0728=
- [8] WANG, Q., Tang, A. M., Cui, Y.J., Barnichon, J.D., Ye, W.M., A comparative study on the hydro-mechanical behavior of compacted bentonite/sand plug based on laboratory and field infiltration tests, Engineering Geology, Volume 162, 25 July 2013, Pages 79-87, [vid. 2014-09-11], ISSN 0013-7952, http://dx.doi.org/10.1016/j.enggeo.2013.05.009. (http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0013795213001634)

#### **Oponentní posudek vypracoval:**

Prof. Ing. Jan Vítek, CSc., Katedra betonových a zděných konstrukcí, Fakulta stavební, ČVUT v Praze.

Ing. Jiří Husárik, Ph.D., Metrostav a.s.

Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské - Technické univerzity Ostrava

číslo 2, rok 2014, ročník XIV, řada stavební

článek č. 4

# Tomáš PETŘÍK<sup>1</sup>, Eva HRUBEŠOVÁ<sup>2</sup>

# SNÍŽENÍ VIBRACÍ POMOCÍ PODZEMNÍCH BARIÉR

#### REDUCING GROUND VIBRATION USING UNDERGROUND BARRIER

#### Abstrakt

Tento příspěvek se zabývá využitím podzemních bariér jako prevencí proti šíření vlivů technické seizmicity v horninovém prostředí. Tyto podzemní bariéry mohou být využity jako ochrana stavebních konstrukcí od nepříznivých vibrací šířících se od silnic, železničních tratí nebo v okolí hal s těžkou průmyslovou činností.

Vliv bariéry na maximální amplitudu rychlosti kmitání je zde sledován v matematických modelech vytvořených ve výpočetním programu MIDAS GTS. Podzemní bariéry jsou navrženy z materiálů s různými vstupními parametry, o různých tloušťkách bariér a v různých vzdálenostech od zdroje vibrací tak, aby mohla být posouzena optimální varianta.

#### Klíčová slova

Technická seizmicita, bariéra, matematický model, maximální amplituda rychlosti kmitání.

#### Abstract

This paper deals with model study of underground barriers utilized as a protection against the spread of ground vibrations in geological environment. These underground barriers maybe used in the vicinity of roads or railway lines or in urban areas around the halls with heavy industrial activity.

The impact of barriers to the peak oscillation velocity is explained in mathematical models created in software MIDAS GTS. Material of underground barriers will be designed from material with different parameters, so that it could be assessed the best variant in terms of absorption of seismic waves. The different variations of the thickness of underground barriers and different distances from the source of vibration will be designed in the analysis.

#### Keywords

Ground vibration, barrier, mathematical models, peak oscillation velocity.

#### 1 ÚVOD

Konstrukce budov jsou kromě vlastního zatížení vystaveny i vlivům okolního prostředí. Mezi tyto vlivy lze zahrnout i vibrace vyvolané průmyslovou či stavební činností, dopravou a dalšími vlivy vyvolanými antropogenní jevy. Všechny tyto vibrace lze zahrnout pod název technická seizmicita. Toto zatížení může mít nepříznivý vliv na konstrukce budov, na citlivé zařízení v těchto budovách nebo na pohodlí či zdraví osob. Předejít těmto nepříznivým účinkům se snaží inženýři již při návrhu budov. Ne vždy však lze dopředu uvažovat s nepříznivým zatížením konstrukce. Pak je

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

<sup>&</sup>lt;sup>2</sup> 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.

nutné využít dodatečných opatření, která umožní snížit účinek seizmického vlnění na dotčené objekty. Snížit účinek tak lze například úpravou frekvence buzení [1], změnou místa a směru působení zdroje vibrací, rozptylem vln změnou vlastností zeminy [2], instalací některých tlumících zařízení [3] či vytvořením vhodné bariéry ve směru šíření seizmické vlny od zdroje vibrací ke konstrukcím, které mají být chráněny [4, 5, 6]. Tento příspěvek se zabývá modelovou analýzou posledního zmíněného opatření, tedy využitím podzemní bariéry jako tlumícího prvku seizmického vlnění.

# 2 CHARAKTERISTIKA MODELŮ

Matematické modely ve 3D rozhraní jsou vytvořeny ve výpočetním programu Midas GTS, který je produktem společností TNO DIANA BV (Nizozemí) a MIDAS IT (Jižní Korea). Tento výpočetní program je určen pro řešení geotechnických úloh pomocí metody konečných prvků.



Obr. 1: Ukázka základního modelu

Geometrie modelu v rozsahu  $52,6 \times 52,6 \times 20$  m (délka × šířka × hloubka) je patrná z Obr 1. Pro modelování horninového prostředí je využito Mohr-Coulombova konstitutivní materiálového modelu implementovaného přímo v softwaru. Pro dynamické zatížení využívá tzv. "Time history analysis". Dynamické zatížení je simulováno spojitým plošným zatížením na betonovou základovou desku umístěnou ve středu modelu (viz Obr. 1). Je zvoleno extrémní dynamické zatížení, které přibližně odpovídá úderům bucharu pro obrábění kovů o hmotnosti 14,5 tun s počtem až 45 úderů za minutu. Parametry bucharu podle výrobce jsou uvedeny v Tab. 1. Vstupní parametry základové konstrukce a horninového prostředí jsou uvedeny v Tab. 2. Materiálové tlumení prostředí bylo stanoveno obdobně jako v Tutoriálu Midas GTS [7], tedy na základě analýzy vlastních kmitů. Z této analýzy jsou určeny 2 periody (popř. frekvence) vibrování pro 2 poměrná tlumení, na základě kterých jsou stanoveny koeficienty materiálového tlumení prostředí. Pro zabránění odrazu napěťových vln zpět do modelu jsou na hranicích modelu využity absorpční podmínky v podobě povrchových pružin (surface spring).

Tab. 1: Charakteristika hydraulického bucharu [8]

Zařízení	C66-490 (14T)	Jednotky
Úderová energie	490	KJ
Váha kladiva	14500	kg
maximální výška	2500	mm
Úderová frekvence	42-45	min <sup>-1</sup>

Tab. 2: Charakteristika prostředí modelu

Parametr	Symbol	Základová konstrukce	Horninové prostředí	Jednotky
Typ modelu		Elastický	Mohr-Coulombův	
Modul pružnosti	Ε	22000	30	MPa
Poissonovo číslo	v	0,3	0,35	-
Objemová tíha	γ	25	19	kN.m <sup>-3</sup>
Objemová tíha satur.	γsat	25	20	kN.m <sup>-3</sup>
Soudržnost	С	-	18	kPa
Úhel vnitřního tření	φ	-	30	0

Podzemní bariéry jsou pro tuto modelovou studii navrženy ze tří různých materiálů, pro dvě tloušťky bariéry a pro tři různé vzdálenosti od hrany základu, na který působí dynamické zatížení. Délka a hloubka podzemní bariéry je v modelech vždy stejná (10 m délka, 5 m hloubka). Tloušťka bariéry je v modelech buď 40 cm, nebo 80 cm. Vzdálenost bariéry od hrany betonového základu je 1 m, 2 m, nebo 3 m. Bariéra je tvořena buď jako betonová podzemní stěna, nebo ze zeminového materiálu (Štěrk nebo Jíl), který již byl využit v předchozích parametrických modelových studiích autorů např. [9]. Vstupní materiálové charakteristiky bariéry jsou uvedeny v Tab. 3.

Parametr	Symbol	Beton	Jíl (F6)	Štěrk (G1)	Jednotky
Tem medale	u o dolu		Mohr-	Mohr-	
i yp modeiu		Elasticky	Coulombův	Coulombův	
Modul pružnosti	Ε	22000	4,5	375	MPa
Poissonovo číslo	v	0,3	0,4	0,2	-
Objemová tíha	γ	25	21	21	kN.m <sup>-3</sup>
Objemová tíha satur.	$\gamma_{SAT}$	25	21	21	kN.m <sup>-3</sup>
Soudržnost	С	-	12	0	kPa
Úhel vnitřního tření	φ	-	19	40	0

Tab. 3: Charakteristika podzemních bariér -0----1--1

# **3** VÝSLEDKY

Výsledky modelů jsou sledovány v prostorové složce maximální amplitudy rychlosti kmitání, která je složená ze složek v radiálním, příčném a svislém směru. Na Obr. 2 a Obr. 3 jsou znázorněné útlumové křivky pro 7 matematických modelů. Černě čárkovaná útlumová křivka je pro model bez použití podzemní bariéry. Ostatní útlumové křivky jsou pro bariéry z různých materiálů o tloušťce 80 cm (vlevo) resp. 40 cm (vpravo) a vzdálenost 2 m (vlevo) resp. 5 m (vpravo) od hrany základu. Z křivek je patrné, že k největším útlumům dochází před a za betonovou bariérou. U jílové bariéry naopak dochází k nárůstu maximální amplitudy rychlosti kmitání před touto bariérou. Rozdíl mezi betonovou a jílovou bariérou je patrný i z průběhu šíření maximální amplitudy rychlosti kmitání na Obr. 4 a Obr. 5.



Obr. 2: Útlumové křivky pro bariéry ve vzdálenosti 2 m a tl. 80 cm



Obr. 3: Útlumové křivky pro bariéry ve vzdálenosti 5 m a tl. 40 cm



Obr. 4: Průběhu šíření maximální amplitudy rychlosti kmitání pro betonovou bariéru tl. 40 cm ve vzdálenosti 1 m



Obr. 5: Průběhu šíření maximální amplitudy rychlosti kmitání pro jílovou bariéru tl. 40 cm ve vzdálenosti 1 m

# 4 ZÁVĚR

Příspěvek se zabývá modelovou studií využití podzemních bariér jako ochrany před šířením seizmických vln vyvolaných povrchovými antropogenními jevy. V příspěvku jsou použity konkrétní tři materiály pro podzemní bariéry. Z výsledných útlumových křivek je patrné, že k nejvyššímu snížení maximální amplitudy kmitání dochází při použití betonové bariéry. Naopak u jílovité bariéry je patrné, že před samotnou bariérou dochází i k nárůstu maximální amplitudy rychlosti kmitání oproti modelu bez bariéry. Významný vliv v těchto změnách může být způsoben především

rozdílnými tuhostmi materiálů. V bariéře s významně vyšším modulem pružnosti než má okolní horninové prostředí tak dochází výraznějšímu utlumení, zatímco u materiálu s nižším modulem pružnosti dokonce dochází před bariérou i k nárůstu maximální amplitudy rychlosti kmitání.

Pro dosažení objektivnějších závěrů, by bylo vhodné doplnit modelovou studii i experimentálním měřením in-situ. V modelech nemusí být patrný vliv rezonance samotné bariéry, který by své okolí mohl nepříznivě ovlivnit. Problematice rezonance se věnuje např. příspěvek [10], který upozorňuje, mimo jiné, i na nepříznivé účinky bariér v důsledku projevu rezonance.

# PODĚKOVÁNÍ

Příspěvek byl zpracován za podpory programu Centra kompetence Technologické agentury České republiky (TAČR) v rámci projektu Centrum pro efektivní a udržitelnou dopravní infrastrukturu (CESTI), číslo projektu TE01020168.

# LITERATURA

- [1] PETŘÍK, T.; HRUBEŠOVÁ, E. & 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), pp. 165-171.
- [2] PETŘÍK, T.; HRUBEŠOVÁ, E.; STOLÁRIK, M. & PINKA, M. Parametric study on the effects of soil to oscillation velocity, Transactions of the VŠB – Technical University of Ostrava, Civil Engineering Series. Volume XII, Issue 2, Pages 123–131, ISSN (Online) 1804-4824, ISSN (Print) 1213-1962, DOI: 10.2478/v10160-012-0026-2, January 2013.
- [3] CHEHAB, A.G. & EL NAGGAR, M.H. Design of efficient base isolation for hammers and presses, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 23(2) (2003), pp. 127-141.
- [4] MURILLO, C.; THOREL, L. & CAICEDO, B. Ground vibration isolation with geofoam barriers: Centrifuge modeling, Geotextiles and Geomembranes, 27(6) (2009), pp. 423-434.
- [5] ÇELEBI, E. & KIRTEL, O. Non-linear 2-D FE modeling for prediction of screening performance of thin-walled trench barriers in mitigation of train-induced ground vibrations, Construction and Building Materials, 42 (2013), pp. 122-131.
- [6] CONNOLLY, D.; GIANNOPOULOS, A.; FAN, W.; WOODWARD, P.K. & FORDE, M.C. Optimising low acoustic impedance back-fill material wave barrier dimensions to shield structures from ground borne high speed rail vibrations, Construction and Building Materials, 44 (2013), pp. 557-564.
- [7] MIDAS/ GTS 2D Tutorial 14 on http://midasuser.com
- [8] Information on http://www.chinesehammers.com
- [9] PETŘÍK, T. & HRUBEŠOVÁ, E. Modelová analýza vlivu dílčích vlastností zeminy na hodnotu maximální amplitudy rychlosti kmitání. In *Nové poznatky v geotechnickom inžinierstve*. Kočovce, 21.-22. 1. 2013. Bratislava: Slovenská technická univerzita, 2013, s. 148-153. ISBN: 978-80-227-4123-1
- [10] KRÁLIK, J.: Efficiency of Buildings Isolated from Transport Vibrations by Barriers. In: Proceedings of 4th THESE '02 Internationa l Conference, Traffic Effects on Structures and the Environment, Rajecké Teplice 2002, pp. 23-28, ISBN 80-7100-992-X

# **Oponentní posudek vypracoval:**

Prof. Ing. Juraj Králik, PhD., Katedra stavebnej mechaniky, Stavebná fakulta, STU v Bratislave. Doc. Ing. Jana Frankovská, PhD., Katedra geotechniky, Stavebná fakulta, STU v Bratislave. číslo 2, rok 2014, ročník XIV, řada stavební

článek č. 5

#### Helena BÍNOVÁ<sup>1</sup>

#### ELBE RIVER WATERWAY - ECONOMIC AND SOCIAL BENEFITS

#### Abstract

For a very long time the river Labe belongs to the transport ways with an unmistakable impact. Along the river Labe as well as along other inland water ways the commerce was spread and the towns lying on the river of Labe got the state of Hanza towns. In the first half of the 19th century the railways transport in corridor Hamburg – Berlin – Dresden – Ústí nad Labem – Praha began competing with the water transport in this relation. So far the water cargo transport in this relation did not have competition. At present the water transport is on the edge of interest from the side of the government, investors and transporters. The reasons are clear. That is why that the infrastructure quality does not respond the transport requirements for the  $21^{\text{th}}$  century, the highway and railway networks are not finished, the trimodal reloading terminals absence. Usually that is why the inland water transport is not included into the logistic processes.

#### Keywords

Inland waterway, transport, rail, Elbe River.

#### **1 INTRODUCTION**

Today, road transport predominates over rail transport in the European area, and water transport represents only a small portion of the total volume of transported goods. Logistic services form a significant part of the total price of products, and price and speed were the primary criteria for choosing the transport mode. This trend has been moving further toward quality and safety. However, other influences and impacts of the choice of the transport mode must also be evaluated along with society-wide and economic criteria. As documented by the conclusions of the PLANCO study, 2007 [14] external costs per tonne-kilometre of road transport (noise, traffic accidents, emissions of greenhouse gases, CO<sub>2</sub> and air polluting substances) are almost twice as high for selected explored relations than for rail transport, and approximately six times higher than river transport. Water transport along inland waterways should therefore be explored given that it is environmentally-friendly and is associated with low energy demands. Disadvantages of this transport mode include the low speed of transport and the need to reload goods from another transport mode, whether road/water or rail/water reloading. However, water transport is irreplaceable for the transport of extremely heavy loads.

According Čábelka et al., 2004 [4] the water transport participates up to 0.5% the export of goods from the Czech Republic and on the import of goods into the Czech Republic water transport participates on max 0.1%. Speaking about commodities transported using waterways for transport of goods from the Czech and to the Czech in total, the most important are agricultural products (oilseed rape, cereals, animal feed; 32% of imports and 45% of exports), fertilizers and chemical products (15%). Reduction of transport since 1999 is due to operational hydrological unreliability of the Elbe river with three to six-month cruise interruption at the border section for the reason of small water and thus needed transfer of transport to rail transport. The importance of waterways in the Czech Republic and their link to the European infrastructure network has been validated by the European

<sup>&</sup>lt;sup>1</sup> Ing. Helena Bínová, Ph.D., Faculty of Transportation Sciences, Czech Technical University in Prague, Konviktská 20, 110 00 Prague, Czech Republic, phone: (+420) 224 359 175, e-mail: binova@fd.cvut.cz.

Agreement on Inland Waterways of International Importance (AGN). In the future it is necessary to consider other functions of the Elbe waterway - tourism, recreation, or flood control measures.



Fig. 1: Evaluation of the Elbe waterway - the classification to the base of the network TEN-T (core network) *Source:EK*, 2011

The Elbe River waterway is the only link to the European network of waterways and major European seaports - Hamburg, Bremerhaven, Rotterdam, and Antwerp for the Czech Republic. Expected capacity of freight traffic on the Elbe is min. 8 mil. tons per year, which is approximately one fifth of commodity exchange of the Czech Republic with other countries, according to a study[1]. In the future, it is necessary to increase the capacity of waterway transport for goods; however it is necessary to consider the growth in the transportation segment of tourism. This is related to maintenance of watercourses, to cleaning of rivers' bed and shores and to maintenance of access roads. As for the Czech Republic, the motorway network is still incomplete; the same applies to rail corridors, and there is no year-round navigability ensured for the Elbe River waterway.

# 2 THE POSSIBILITY OF USING THE ELBE RIVER WATERWAY

Based on the European Commission White Paper, four pillars have been defined for transport:

- Mobility utilization of all four transport modes road, rail, air and water transport and their interconnection;
- Protection of the environment itself, protection of inhabitants against extreme costs of transport, and the protection of traffic participants;
- Innovation support of new, efficient and innovative solutions of problems in terms of energy, i.e. congestion and emissions related to transport, and improvement of logistics effectiveness;
- International dimension uniform approach within Europe.

The White Paper also emphasizes the need to move transport flows from road to rail and water transport.

The vision of the European Commission aimed at competitive and sustainable transport means achieving a 60% reduction of emissions from transport by 2050.

The Trans European Networks (TEN-T) project, - European transport, telecommunication and energy network has the aim to support the uniform market and economic growth in the European Union [11].

The TEN-T network is composed of two levels – the core network (to be finished in 2030) and the comprehensive network (linked to the core network, to be finished in 2050). In October 2011, the present policy of the TEN-T project was updated, and ten corridors were designated, including at
least three types of transport, three member countries, and two cross-border segments. The methodology of choosing the corridors is based on three steps according to, [5] :

- Identification of major nodes capitals, important economic centres, ports and airports;
- Inland waterways, roads (places with reduced passability or missing segments);
- Analysis of major transport flows both personal and cargo transport.

In the list of ten corridors, corridor 4, "Hamburg – Rostock – Burgas/TR border – Piraeus – Lefkosia" is essential for the Czech Republic; the preference of the Elbe river waterway is envisaged by the European Commission in the Hamburg – Dresden – Praha/Pardubice segment. The building of the Děčín weir and lock system thus becomes crucial, as it will remove a problematic point at the Czech and German state border. However, water transport does not have an expected prominent position in the OP Transport for 2014-2020. In 2007-2013, a total of EUR 7.21 bil., i.e. EUR 14.5 per EU resident, was invested in transport infrastructure in Europe, specifically in 327 projects.

## 2.1 Inland water transport

There are 43.402 km of waterways of national importance in European Union countries and 17.621 km waterways of international importance. Waterways are used minimally. The European Commission wants to support competitive inland water transport and ensure its integration in logistic processes. The weir and lock system in Děčín and another one in Přelouč II need to be built to ensure year-round navigability of the Elbe River waterway.





Inland water transport provides a competitive and ecological alternative to road and rail transport, in the case of integration of waterway transport to supply chain management costs and environmental burdens can be reduced. Further, it shows a high level of safety and reliability. In 2006, the NAIDES – Navigation and Inland Waterway Action and Development in Europe action programme was initiated, which "includes recommendations of steps that should be taken by the European communities, Member States and other concerned parties in 2006-2013. They can be classified as legislative, coordination and support actions. They contains five strategic areas – business support in shipping the form of legislative, technological innovation of fleet, the definition of professional qualification requirements, public relations and infrastructure development. The European Commission on 1 October 2008 launched a project PLATINA to support the implementation of the Action Programme NAIDES into practice.

# **3** OUTLOOK FOR CONTAINER AND GOODS FLOW FROM/TO THE CZECH REPUBLIC UNTIL 2030

Hamburg is the most important export and import port for the Czech Republic. A total of 55% of Czech international trade passes through this port. The connection to the Elbe River corridor and linked canals is beneficial both economically and in terms of environmental protection.

In its study, the Hamburg Port Authority (HPA) expects 194 millions of tonnes of goods to be reloaded in 2025, of which about 25.3 mil. will be TEU containers; of this figure, 14 mil. TEU will be transported inland (an increase of 164%), according to the HAMBURG PORT AUTHORITY. As far as the transported containers are concerned, the share of rail transport will be increased from the current value of 36% to 41%, and the share of road transport will be reduced. A volume of 300,000 TEU/year is anticipated for container transport along the Elbe River waterway. Until 2025, maintenance of the river bed of the Elbe River waterway is planned in German territory (navigable depth of 1.6 m for 345 days a year). If the Elbe River waterway were navigable year-round and thus also usable in the territory of the Czech Republic, a system of HUBs, e.g. Mělník, Pardubice, according to [3], could be created along the waterway, with resulting savings due to advantageous and ecological transport. Cargo would be transported from these multimodal terminals further inland via rail transport or by road for distribution to nearby locations. Currently, road transport still has a dominant share in inland transport. According to EU transport in figures Statistical pocket book 2013 in 2011, the share of road transport was 45.3%, of the rail transport 11% and of the water transport 3.7%.



Fig. 3: Overview of cost of transportation of containers in EUR / TEU in selected sessions Source: Study PLANCO Consulting GmbH, study, 2007 [14]

The economic development of localities along waterways would be yet another benefit. There would be a trend toward moving manufacturing plants and operations directly to ports, creating so-called port industrial zones [12]. Economic activities are concentrated around ports in countries with developed inland water transport, contributing to regional development.

## 4 TYPES OF TRANSPORT EXTERNALITIES (caused by means of transport)

## 4.1 Accidents

External costs due to accidents – healthcare for the injured, or even the loss of human life, movement and occupation restrictions, loss of the carrier, damage to materials, etc. The accident rate associated with water transport is very low.

### 4.2 Polluted air

External costs caused by air pollution – the treatment of respiratory and cardiovascular diseases due to emissions, the removal of effects on agricultural crops, etc. Water transport shows no significant effect on air pollution, for example, based on the TREMOVE database, [13].

#### 4.3 Climate change

External costs due to climate change (approx. 20% of total greenhouse gas emissions in Europe) – removal of negative effects for the entire ecosystem, and thus also for human life. These can be determined based on the costs needed to remove damaged elements from the ecosystem or using costs needed to ensure protection against damage by such elements (prevention system).

#### 4.4 Noise

External costs resulting from the high intensity of noise – physical and mental damage to the health of citizens. Noise occurs particularly in large cities and near transport corridors. Noise due to water transport is very low compared to other transport modes.



Fig. 4: Cost calculation model for selected types of transport externalities in the given segment

## 4.5 Congestion

Congestion ("mutual effects of transport participants that increase with insufficient free space along the transport route") occurs with traffic accidents, when repairs are needed or they occur at peak traffic times – is associated with additional costs due to unforeseeable delays (prolonged travel time), the negative impact on the human nervous system, higher fuel consumption, etc. Congestion related to water transport is very low compared to other transport modes.

External costs due to congestion are included in the total external costs related to transport (these costs are not passed to anyone else – external costs are passed on to persons other than their originators).

# 5 POSSIBLE FUTURE CHARGES ON EXTERNALITIES AND THEIR CONSEQUENCES

External costs of transport are those that originate in connection with the substance of transport but are not paid for by its users. In the long-term time horizon, these costs should be included in charges for the use of a traffic product – transport to ensure the realistic function of the market. External traffic costs can be quantified for the Hamburg – Pardubice segment for three types of traffic: road, rail and water. Externality calculation is based on the External Costs of Transport in Europe study; values for the Hamburg – Pardubice relation have been used from the results [2], [6].

Mean external costs	Cargo transport (€/1000 tkm)						
Cost category	Road over 3.5t	%	Rail	%	Water	%	
Accidents	10.2	35	0.2	3	0.0	0	
Air pollution	6.7	23	1.1	16	5.4	57	
Climate change	5.8	20	0.6	9	2.1	22	
Noise	1.8	6	1.0	15	0.0	0	
Upstream/downstream processes	2.4	8	3.3	49	1.1	12	
Impact on nature and landscape	0.7	2	0.0	0	0.4	4	
Biodiversity loss	0.5	2	0.0	0	0.5	5	
Soil and water contamination	0.8	3	0.4	6	0.0	0	
Costs in urban areas	0.5	2	0.1	1	0.0	0	
Total	29.4	100	6.7	100	9.5	100	

Tab. 1: Mean costs in the category of externalities in the EU based on the transport mode

Source: External costs of Transport in Europe

Tab. 2: Mean external costs in the Czech Republic and Germany based on the transport mode

Mean external costs	Cargo transport (€/1000 tkm)					
Country	Road over 3.5t	Rail	Water			
Czech Republic	39.8	8.5	15.8			
Germany	35.4	9.3	10.5			

Source: External costs of Transport in Europe

As follows from the table above, road transport generates the most external costs, which is given predominantly by high accident rates on roads, air pollution, and production of  $CO_2$  and noise. External costs of water transport are given predominantly by air pollution from combustion engines of ships and  $CO_2$  production. External costs of rail transport are created particularly by obtaining and transporting energy needed to operate electric traction (so-called upstream and downstream processes).

Theoretical transport performances for the relation between a European port (for example, Hamburg) – Czech Republic can be calculated using the equation

$$t_{km} = Q \cdot l_n$$

where:

 $t_{km}$  – transport performance [tkm ],

Q – transport volume [t],

 $l_n$  – transport distance [km],

Values for individual transport modes can be obtained by adding the costs created by transport performances in the territory of the Czech Republic and Germany. Road transport, which creates the highest burden on the environment and on the areas surrounding infrastructure, has the highest transport volume and logically generates a considerable amount of external costs. On the contrary, rail transport, which shows very similar transport performances for the given relation, generates less than one fourth the external costs of road transport. The lowest value of external costs is shown by water transport, which is given by its low transport performances.

The Elbe River waterway could be used for goods for which there is no requirement for fast transportation. This segment of goods could be transferred from the road, eventually also from railways to waterways.

Compared to road and rail transport, water transport offers a low price due to its energy efficiency. The market thus could also be influenced by introducing an "ecological toll" based on the external costs of individual transport modes. However, the imposition of charges on externalities would have to be handled on the political level, including consideration of its consequences or potential increases in the price of some raw materials.

## **6CONCLUSIONS**

Several possibilities exist for the use of the Elbe River waterway all the way to the envisaged multimodal logistic centre in Pardubice; three examples are provided below [8], [9].:

- Transfer 10% of the transport volume from road to water with the Elbe River being navigable for 345 days/year in the segment of Hamburg Pardubice the waterway can be used as an alternative and a natural regulator of prices for transport in this corridor. Ship transport could be operated in the form of regular (container) lines from north German ports to inland ports in the Czech Republic.
- Transfer 30% of transport volume from road to water a 30% reduction in the volume of road transport, and an increase of water transport would require considerable support for inland navigation, which is also related to the planned implementation of VLC Pardubice [7].
- Transfer 30% of transport volume from road to water and 20% of transport from road to rail

   in this case a 50% reduction in the volume of goods transported by road can be considered, which could be divided between rail (20%) and the waterway (30%). In this case, an artificial price increase of road transport as the highest producer of external costs could apparently be used as an impulse. However, the current capacity of the Prague Děčín Bad Schandau Dresden rail route must be considered, as it is approaching peak capacity due to intensive passenger transportation [10].

#### ACKNOWLEDGMENT

The author acknowledges support from the EU-US Atlantis Programme. Project Title: Transatlantic Dual Master's Degree Program in Transportation and Logistics Systems (ATL). This project and research is also co-funded by the European Commission's Directorate General for Education and Culture (DG EAC) under Agreement 2010-2843/001-001-CPT EU-US TD.

## REFERENCES

- [1] BÍNA, L. & al. Zlepšení plavebních podmínek na Labi v úseku Ústí nad Labem státní hranice ČR/SRN - Plavební stupeň Děčín, Zbožové proudy a dopravní koridory mezi Českou republikou a Evropou. Etapa I Analýza zbožových proudů do a z České republiky v návaznosti na Evropu. Etapa II Analýza dopravních sítí a prognóza kapacity dopravních sítí. Directorate of Czech Waterways project. Prague, 2009, číslo projektu 327 520 0007.
- [2] BÍNOVÁ, H. Value Engineering and its Application in the Design and Implementation of a Logistics Center, Transactions on Transport Sciences, Volume 7, Issue 2, ISSN 1802-9876 (print), ISSN 1802-971X (online), 2014, pp 59-72
- [3] CEMPÍREK, V. & kol. *Logistická centra*. Ed. 1. Pardubice, Jan Perner Institute, 2010, 137 pp, ISBN 978-89-86530-70-3.
- [4] ČÁBELKA, J. & kol. Podrobné zhodnocení trendů vývoje vodní dopravy ve vazbě na legislativu EU, 2004, 93 pp., číslo projektu P90/230/001.
- [5] HERIAN, V. Ekonomická a společenská efektivnost labské vodní cesty, DP, 2013, 112 pp.
- [6] NOVÁKOVÁ, H., *Methodology of transportation project management*, Journal of System of Integration, ISSN 1804-2724, Vol 4. No 3(2013), pp. 30-37.
- [7] NOVÁKOVÁ, H., BÍNA, L., Investment Project Hub Logistic Terminal in Pardubice linked to European Transport Corridors – Case Study. Congress Proceedings of Carpathian Logistics Congress CLC' 2012 [CD/ROM], ISBN 978-80-87294-33-8, November 7<sup>th</sup> – 9<sup>th</sup> 2012, Priessnitz Spa, Jesenik, CZ.
- [8] PASTOR, O., Systems Relationship: Theory and Technology of Transport Logistics *Economy*, Multidisciplinary academic research, ISBN 978-80-260-2184-1, 2012, 5 pp.
- [9] PASTOR, O., Možnosti aplikací kvantitativních metod v problematice vazeb technologie dopravy a logistiky, Ekonomická univerzita Bratislava, [CD/ROM], ISBN 978-80-225-3646-2, 2013, 4 pp.
- [10] PASTOR, O., Volba délky horizontu predikce u prediktivního řízení pro logistické problémy, Nové železniční trendy, ISBN 1210-3942, 2013, 2 pp.
- [11] ŠTĚDROŇ, B., *Prognostické metody a jejich aplikace*, BECK C.H., ISBN 978-80-7179-174-4, 2012, pp. 49-94
- [12] ŠTĚDROŇ, B., Forecast for Artificial Intelligence, FUTURIST (USA), ISSN 0016-3317, March-April 2004, pp. 24-25,
- [13] TREMOVE database, version 2.7b. Leuven: Transport & Mobility, 2010
- [14] PLANCO Consulting GmbH. Verkehrswirtschaftlicher und ökologischer Vergleich der Verkehrsträger Straße, Bahn und Wasserstraße, 2007, available from:<u>http://www.wsv.de/wsdo/service/Downloads/Verkehrstraegervergleich\_Gutachten\_komplett.pdf</u>

#### **Reviewers:**

Doc. Ing. František Kuda, CSc., Department of Urban Engineering, Faculty of Civil Engineering, VŠB-Technical University of Ostrava. Czech Republic.

Doc. Ing. Jana Pařílková, CSc., Institute of Water Structures, Faculty of Civil Engineering, Brno University of Technology. Czech Republic.

Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské - Technické univerzity Ostrava

číslo 2, rok 2014, ročník XIV, řada stavební

článek č. 6

# Ivana HAVLÍKOVÁ<sup>1</sup>, Hana ŠIMONOVÁ<sup>2</sup>, Jaromír LÁNÍK<sup>3</sup>, Zbyněk KERŠNER<sup>4</sup>

## URČENÍ LOMOVÝCH PARAMETRŮ LEHKÉHO BETONU S POLYPROPYLENOVÝMI VLÁKNY POMOCÍ METOD EFEKTIVNÍ TRHLINY A LOMOVÉ PRÁCE

#### FRACTURE PARAMETERS ASSESSMENT OF LIGHTWEIGHT CONCRETE WITH POLYPROPYLENE FIBRES VIA EFFECTIVE CRACK AND WORK OF FRACTURE METHODS

#### Abstrakt

V příspěvku je ukázán postup určení lomových parametrů kompozitů s rozptýlenou výztuží pomocí aplikace metod efektivní délky trhliny a lomové práce. Postup byl ilustrován vyhodnocením lomových experimentů na tělesech z lehkého betonu s polypropylénovými vlákny.

#### Klíčová slova

Lomový test v tříbodovém ohybu, lehký beton, polypropylenové vlákno, lomová práce, prodloužení efektivní trhliny, lomová energie.

#### Abstract

The paper shows the procedure for determining the fracture properties of advanced building composites via application of effective crack and work of fracture methods. The procedure was illustrated by evaluating fracture experiments on specimens of lightweight concrete with polypropylene fibres.

#### Keywords

Three-point bending fracture test, lightweight concrete, polypropylene fibre, work of fracture, effective crack elongation, fracture energy.

## 1 ÚVOD

Kompozity na bázi cementu patří dlouhodobě k nejpoužívanějším stavebním materiálům. Aplikační možnosti těchto kompozitů lze dále rozšířit přídavkem vybraných vláken, která mohou již při relativně malém objemovém zastoupení pozitivně ovlivnit řadu lomově-mechanických parametrů – lomovou houževnatost, lomovou energii, tahovou pevnost, modul pružnosti atd. Kvantifikace těchto parametrů se provádí pomocí vyhodnocení testů zkušebních těles s koncentrátorem napětí – typicky jde o tříbodový ohyb nebo o test štípání klínem (wedge splitting test). Následně jsou získané výsledky těchto lomových experimentů v podobě diagramů zatížení vs. příslušný posun/průhyb tělesa

<sup>&</sup>lt;sup>1</sup> Ing. Ivana Havlíková, Ústav stavební mechaniky, Fakulta stavební, Vysoké učení technické v Brně, Veveří 331/95, 602 00 Brno, tel.: (+420) 541 147 116, e-mail: havlikova.i@fce.vutbr.cz.

<sup>&</sup>lt;sup>2</sup> Ing. Hana Šimonová, Ph.D., Ústav stavební mechaniky, Fakulta stavební, Vysoké učení technické v Brně, Veveří 331/95, 602 00 Brno, tel.: (+420) 541 147 116, e-mail: simonova.h@fce.vutbr.cz.

<sup>&</sup>lt;sup>3</sup> Ing. Jaromír Láník, dtto, Ústav stavebního zkušebnictví, Fakulta stavební, Vysoké učení technické v Brně, Veveří 331/95, 602 00 Brno, tel.: (+420) 541 147 494, e-mail: lanik.j@fce.vutbr.cz.

<sup>&</sup>lt;sup>4</sup> prof. Ing. Zbyněk Keršner, CSc., dtto, Ústav stavební mechaniky, Fakulta stavební, Vysoké učení technické v Brně, Veveří 331/95, 602 00 Brno, tel.: (+420) 541 147 362, e-mail: kersner.z@fce.vutbr.cz.

(*F–d* diagramy), případně zatížení vs. otevření ústí trhliny/zářezu (*F–CMOD* diagramy) zpracovány s využitím některého z lomových modelů – viz např. [1, 2].

Autorský kolektiv se aspektům aplikace lomové mechaniky také v oblasti cementových kompozitů věnoval v řadě příspěvků; výsledky vyhodnocení přínosu polypropylenových vláken v prvotním stádiu porušování těles z dále studovaných betonů pomocí modelu "dvojí-K" [2] lze nalézt např. v článku [3]. Předkládaný příspěvek navazuje na zmíněný článek, tentokráte však rozšiřuje možnosti vyhodnocení výstupů z lomových experimentů v tříbodovém ohybu ve formě F-d diagramů aplikací metod efektivní trhliny a lomové práce ([1], program *StiCrack*). Pozornost je tu zaměřena především ke sledování vybraných veličin v průběhu lomového procesu: na stanovení odhadu mezí aktuálních hodnot přetvárné/lomové práce a na výpočet délky efektivní trhliny šířící se zatěžovaným tělesem, která odpovídá danému posunu d. Z uvedených hodnot jsou určovány odhady mezí aktuální specifické lomové energie, jež by následně mohly podložit odhady mezí tzv. skutečné lomové energie kompozitu s rozptýlenou výztuží.

# 2 LOMOVÉ TESTY BETONOVÝCH TĚLES

V tomto příspěvku je výše naznačený postup ilustrován na vybraných výsledcích lomových experimentů se zkušebními tělesy z lehkého betonu. Jednalo se o trámce s nominálními rozměry  $100 \times 100 \times 400$  mm a délkou počátečního centrálního zářezu do 1/3 výšky vzorku, rozpětí podpor činilo 300 mm; stáří vzorků bylo 28 dní. Referenční tělesa neobsahovala žádná vlákna (*LB\_REF*). Další betonová tělesa se lišila obsahem polypropylenových vláken FORTA FERRO, resp. jejich délkou – 19, 38 a 54 mm (*LB\_FF*19, *LB\_FF*38 a *LB\_FF*54). Pro každý z uvedených kompozitů byla odzkoušena 3 zkušební tělesa. Podrobnosti o složení jednotlivých směsí i o lomových experimentech lze nalézt v již zmiňovaném příspěvku [3].

Geometrii zkušebního tělesa namáhaného tříbodovým ohybem ukazuje schéma na Obr. 1, kde *h* značí výšku, *b* šířku a *L* délku tělesa, *l* rozpětí podpor; *a* je hloubka počátečního zářezu.



Obr. 1: Schéma zkoušky tříbodovým ohybem trámce se zářezem

# 3 VYHODNOCENÍ LOMOVÝCH TESTŮ

Odezva těles z kompozitů s rozptýlenou výztuží je typicky značně tažná – v případě lomových testů pojednávaných v tomto příspěvku si o tom lze učinit představu z níže uvedených pracovních diagramů (Obr. 6). K vyhodnocení takové odezvy se nabízí použití aparátu lomové mechaniky. Pro úplnost lze nejprve uvést náhradní řešení, které doporučuje norma pro hodnocení odezvy těles z drátkobetonu.

## 3.1 Postup podle normy pro tělesa z drátkobetonu

Vyhodnocení záznamů lomových experimentů na tělesech z drátkobetonu se v současnosti podle normy [4] provádí pouze na základě smluvních hodnot meze úměrnosti a tzv. zbytkové pevnosti v tahu za ohybu.

Smluvní hodnota meze úměrnosti je dána vztahem:

$$f_{ct,L}^{f} = \frac{3F_{L}l}{2bh_{sp}^{2}} \tag{1}$$

kde:

- $f_{ct,L}^{f}$  je označována v [4] jako mez úměrnosti [MPa],
- $F_L$  zatížení odpovídající mezi úměrnosti [N], definované podle Obr. 2,
- *l* rozpětí podpor [mm],
- *b* šířka zkušebního tělesa [mm] a
- $h_{sp}$  vzdálenost mezi koncem zářezu a horní hranou zkušebního tělesa; podle Obr. 1 odpovídá hodnotě  $h_{sp} = h a$  [mm].

Hodnota zatížení  $F_L$  se podle [4] určí pomocí přímky vedené ve vzdálenosti 0,05 mm rovnoběžně s osou zatížení v grafu závislosti zatížení na *CMOD* nebo v grafu závislosti zatížení na průhybu *d*. Za hodnotu  $F_L$  se dosadí největší hodnota zatížení v intervalu 0–0,05 mm, která se stanoví postupem naznačeným v Obr. 2.



Obr. 2: Grafy závislosti zatížení na CMOD a definice  $F_L$  [4]

Tzv. zbytková pevnost v tahu za ohybu  $f_{R,j}$  je v [4] uvažována vztahem:

$$f_{R,j} = \frac{3F_j l}{2bh_{sp}^2} \tag{2}$$

kde:

- $f_{R,j}$  je označována jako zbytková pevnost v tahu za ohybu odpovídající *CMOD* = *CMOD<sub>j</sub>* nebo  $d = d_j$  (j = 1, 2, 3, 4) [MPa] a
- $F_j$  zatížení odpovídající  $CMOD = CMOD_j$  nebo  $d = d_j$  (j = 1, 2, 3, 4) viz Obr. 3 [N].





#### 3.2 Využití metod efektivní trhliny a lomové práce

Jak bylo zmiňováno, v tomto příspěvku je vyhodnocení lomových experimentů provedeno s využitím postupů lomové mechaniky: pomocí metod efektivní trhliny a lomové práce, podporovaných programem *StiCrack* [1, 5].

Z úvodních – téměř lineárních – částí F-d diagramů byly určeny hodnoty modulů pružnosti E. Dále se stanovovaly hodnoty přetvárné, resp. lomové práce  $W_F$ , které byly počítány z upravených F-d diagramů pomocí metody lomové práce podle doporučení RILEM a hodnoty efektivní lomové houževnatosti  $K_{1c}^e$  určené zmíněnou metodou efektivní trhliny [1, 5–8]). Pro zvolený krok posunu 0,1 mm byly určovány uvedené parametry a v *j*-tém kroku odpovídající hodnoty délky trhliny  $a_{e,j}$ , což umožnilo vyčíslení aktuálního prodloužení efektivní trhliny z počátečního zářezu. Rozsáhlému vyhodnocení řady lomových experimentů naznačeným způsobem se věnovala práce [9].

Z takto získaných hodnot přetvárné/lomové práce byly stanovovány hodnoty aktuální lomové energie  $G_{F,j}$ . S ohledem na možnost odhadu tzv. skutečné lomové energie byly určovány její dvě zřejmě omezující hodnoty. Odhadu spodní meze aktuální lomové energie odpovídá hodnota, která se spočítala z upravené lomové práce  $W_{Fs}$ ; tato práce představuje původní přetvárnou/lomovou práci  $W_F$ korigovanou za uvažování sečné tuhosti – viz Obr. 4 (vlevo). Horní hranici aktuální lomové energie pak odpovídá hodnota, která se určila z upravené lomové práce  $W_{Fi}$ ; tato práce představuje původní práci  $W_F$  korigovanou za uvažování iniciační elastické tuhosti – viz Obr. 4 (vpravo).





• dolní, resp. horní mez lomové energie  $G_{Fs}$ , resp.  $G_{Ft}$  [J/m<sup>2</sup>]

$$G_{Fs} = \frac{W_{Fs}}{(a_e - a) \cdot b}, \text{ resp. } G_{Ft} = \frac{W_{Ft}}{(a_e - a) \cdot b}$$
(3)

kde:

 $a_e$ 

 $W_{Fs}$ , resp.  $W_{Ft}$  – je lomová práce podle Obr. 4 vlevo, resp. vpravo [J] a

– aktuální délka efektivní trhliny včetně počátečního zářezu [m].

Lze předpokládat, že hodnota tzv. skutečné lomové energie bude vždy ležet mezi výše popsanou horní a dolní mezí lomové energie. Pro ilustraci jsou v Obr. 5 zmíněné aktuální hodnoty příslušných odhadů lomové energie vyneseny v závislosti na svislém posunu pro vybrané zkušební těleso T7 ze sady *LB FF*19.

# 4 SHRNUTÍ VÝSLEDKŮ Z LOMOVÝCH TESTŮ

Tab. 1 shrnuje hodnoty výše pojednaných lomových parametrů získaných ze záznamů F-d diagramů s využitím zmiňovaných metod, resp. programu *StiCrack*. Pro referenční tělesa *LB\_REF* byl záznam uvažován do posunu d = 0,6 mm a pro tělesa s přídavkem vláken (*LB\_FF19, LB\_FF38, LB\_FF54*) do posunu d = 1,2 mm (z důvodu sjednocení délek záznamu experimentálních měření – viz Obr. 6). Jsou zde uvedeny hodnoty aritmetických průměrů a variačních koeficientů (*COV*) jednotlivých parametrů pro 4 sady zkušebních těles získané zpravidla ze tří měření. Jedná se o modul

pružnosti *E*, prodloužení efektivní trhliny  $a_e - a$ , efektivní lomovou houževnatost  $K_{lc}^e$ ;  $G_F$  představuje lomovou energii vyhodnocenou programem *StiCrack*, kdežto  $G_{Fs}$  a  $G_{Fl}$  jsou uvažované meze lomové energie vyčíslené z lomové práce podle Obr. 4 pro výše zmíněný posun d = 0,6 či 1,2 mm.



Obr. 5: Vyčíslený odhad aktuální hodnoty dolní (index s) a horní (index t) meze lomové energie betonu tělesa vs. posun *d* 

	LB_REF		<i>LB_FF</i> 19		LB_FF38		<i>LB_FF</i> 54	
Parametr	Aritm. průměr	COV [%]	Aritm. pruměr	COV [%]	Aritm. průměr	COV [%]	Aritm. průměr	COV [%]
<i>E</i> [GPa]	23,54	1,6	24,10	2,6	19,79	11,8	20,91	8,3
$a_e - a \text{ [mm]}$	10,9	3,9	9,3	Ι	9,6	8,5	9,4	14,7
$K_{Ic}^{e}$ [MPa·m <sup>1/2</sup> ]	0,752	3,3	0,812	7,6	0,883	8,9	0,801	20,6
$G_F[J/m^2]$	116,00	4,5	431,93	9,3	583,17	14,1	507,80	20,9
$G_{Fs}$ [J/m <sup>2</sup> ]	115,62	4,1	217,54	16,7	268,28	6,2	274,64	24,0
$G_{Ft}$ [J/m <sup>2</sup> ]	120,49	5,2	494,11	10,0	690,20	15,9	590,63	21,7

Tab. 1: Lomově-mechanické parametry pro sady těles LB REF, LB FF19, LB FF38 a LB FF54



Obr. 6: Záznamy experimentálních měření vybraných těles s přídavkem vláken

# 5 ZÁVĚR

V příspěvku byl oproti metodice v normě [4] uveden postup vyhodnocení lomových experimentů těles z kompozitů s obsahem vláken s využitím metod efektivní trhliny a lomové práce.

Z výstupů vybraných testů v podobě upravených diagramů zatížení vs. posun byly pro všechna zkušební tělesa určeny hodnoty přetvárné/lomové práce a prodloužení efektivní trhliny. Pro zvolený krok posunu 0,1 mm byly postupně vyčíslovány odhady dolní a horní meze aktuální lomové energie, které se mohou stát podkladem stanovení tzv. skutečné lomové energie těchto typů kompozitů.

Z výše uvedeného je zřejmé, že přítomnost vláken v kompozitu vedla v případě vláken délky 19 mm k mírnému navýšení hodnoty modulu pružnosti, a to cca o 2 %. V případě vláken délky 38 a 54 mm pak byla tato hodnota redukována o 11 až 16 %. Prodloužení efektivní trhliny bylo vlivem přídavku vláken všech délek také redukováno, a to o 12 až 15 %. Naopak bylo zjištěno, že vlákna měla pozitivní vliv na hodnotu efektivní lomové houževnatosti, resp. na hodnotu lomové energie, která byla přídavkem vláken zvýšena cca o 7 až 17 %, resp. více než 3,5 až 5 násobně. Také hodnota uvažované dolní, resp. horní meze lomové energie byla vlivem přídavku vláken navýšena, a to o 88 až 138 %, resp. více než 4 až téměř 6 násobně.

# PODĚKOVÁNÍ

Projekt byl realizován za finanční podpory ze státních prostředků prostřednictvím Technologické agentury České republiky. Registrační číslo projektu je TA01011019 (SimSoft). Poděkování za přípravu a podporu vyhodnocení lomových experimentů patří Ing. Denise Machačové.

## LITERATURA

- [1] KARIHALOO, B. L. *Fracture Mechanics and Structural Concrete*. New York: Longman Scientific & Technical, 1995. ISBN 0-582-21582-X.
- [2] KUMAR, S. & BARAI, S. Concrete Fracture Models and Applications. Berlin : Springer, 2011. 262 pp. ISBN 978-3-642-16763-8.
- [3] HAVLÍKOVÁ, I., MAJTÁNOVÁ, R. V., ŠIMONOVÁ, H., LÁNÍK, J. & KERŠNER, Z. Evaluation of Three-point Bending Fracture Tests of Concrete Specimens with Polypropylene Fibres via Double-K Model. Key Engineering Materials: Materials Structure & Micromechanics of Fracture VII [online]. 2014, Vols. 592-593 [cit. 2013-11-15]. ISSN: 1662-9795. Dostupné z: http://www.scientific.net/KEM.592-593.185.
- [4] ČSN EN 14651+A1. Zkušební metoda betonu s kovovými vlákny Měření pevnosti v tahu za ohybu (mez úměrnosti, zbytková pevnost). Praha: Český normalizační institut, 2008. 15 s.
- [5] STIBOR, M. *Lomové parametry betonu a jejich určování*. Brno, 2004. Disertační práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav stavební mechaniky.
- [6] VESELÝ, V. *Parametry betonu pro popis lomového chování*. Brno, 2004. Disertační práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav stavební mechaniky.
- [7] VESELÝ, V., ŘOUTIL, L. & KERŠNER, Z. Structural geometry, fracture process zone and fracture energy. In: *Proceedings of conference Fracture mechanics of Concrete and Concrete Structures – FraMCoS-6*, Catania, Italy, 17–22 June 2006. A. Carpinteri et al. (Eds.). London: Taylor & Francis Group, 111–118. ISBN 978-0-415-44065-3.
- [8] VESELÝ, V., FRANTÍK, P. & KERŠNER, Z. Cracked volume specified work of fracture. In: Proceedings of the Twelfth International Conference on Civil, Structural and Environmental Engineering Computing, Funchal, Madeira, Portugal, 1–4 September 2009. B.H.V. Topping, L.F. Costa Neves, R.C. Barros (Editors), Civil-Comp Press, Stirlingshire, United Kingdom, paper 194 (16 p.), 2009. doi:10.4203/ccp.91.194, ISBN 978-1-905088-32-4, ISSN 1759-3433.
- [9] MACHAČOVÁ, D. Víceúrovňové hodnocení křehkosti vybraných stavebních kompozitů. Brno, 2014. Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební.

#### **Oponentní posudek vypracoval:**

Prof. Ing. Jiří Šejnoha, DrSc., FEng., Katedra stavební mechaniky, Fakulta stavební, ČVUT v Praze. Doc. Ing. Jan Zeman, Ph.D., Katedra mechaniky, Fakulta stavební, ČVUT v Praze.

číslo 2, rok 2014, ročník XIV, řada stavební

článek č. 7

# Milan HOLICKÝ<sup>1</sup>, Jana MARKOVÁ<sup>2</sup>, Miroslav SÝKORA<sup>3</sup>

#### TARGET RELIABILITY LEVELS IN PRESENT STANDARDS

#### Abstract

The target reliability levels recommended in national and international documents vary within a broad range, while the reference to relevant costs and failure consequences is mentioned only very vaguely. In some documents the target reliability index is indicated for one or two reference periods (1 year, 50 years or life-time) without providing appropriate links to the design working life. This contribution attempts to clarify the relationship between the target reliability levels, costs of safety measures, failure consequences, reference periods and the design working life.

#### Keywords

Target reliability, costs of safety measures, failure consequences, reference period, design working life.

## **1 INTRODUCTION**

The target reliability levels recommended in various national and international documents for new structures are inconsistent in terms of the values and the criteria according to which the appropriate values are to be selected. In general, optimum reliability levels can be obtained by considering both the relative costs of safety measures and the expected consequences of failure over the design working life as indicated e.g. in *ISO 2394:1998* for the general principles on structural reliability. In accordance with this standard the minimum reliability for human safety should also be considered when people may be killed or injured as a result of failure.

The basic aim of this contribution is to clarify the link between the design working life and the reliability index, and to provide guidance for specification of the target reliability level for a given design working life. This contribution is an extension of the previous study [1].

## **2** TARGET RELIABILITIES IN NORMATIVE DOCUMENTS

The design working life is understood as an assumed period of time for which a structure is to be used for its intended purpose without any major repair being necessary. Indicative values of design working life (10 to 100 years for different types of new structures) are given in *EN 1990:2002* for basis of structural design. Recommended values of reliability indexes are given for two reference periods, 1 year and 50 years (see Tab. 1), without any explicit link to the design working life that generally differs from the reference period.

<sup>&</sup>lt;sup>1</sup> Prof. Ing. Milan Holický, PhD., DrSc., Department of Structural Reliability, Klokner Institute, Czech Technical University in Prague, Solinova 7, 166 08 Prague, Czech Republic, e-mail: milan.holicky@klok.cvut.

<sup>&</sup>lt;sup>2</sup> doc. Ing. Jana Marková, Ph.D., Department of Structural Reliability, Klokner Institute, Czech Technical University in Prague, Solinova 7, 166 08 Prague, Czech Republic, e-mail: milan.holicky@klok.cvut.

<sup>&</sup>lt;sup>3</sup> Ing. Miroslav Sýkora, Ph.D., Department of Structural Reliability, Klokner Institute, Czech Technical University in Prague, Solinova 7, 166 08 Prague, Czech Republic, e-mail: milan.holicky@klok.cvut.

Reliability	Failure	$\beta$ for ref. period		Examples of structures
classes	consequences	1 y.	50 y.	
RC3 – high	High	5.2	4.3	Grandstands, public buildings
RC2 – normal	Medium	4.7	3.8	Residences and offices
RC1 – low	Low	4.2	3.3	Agricultural buildings

Tab. 1: Reliability classification in accordance with EN 1990

Tab. 2: Examples of life-time target reliability indexes  $\beta$  in accordance with *ISO 2394:1998* 

Relative costs of	Failure consequences					
safety measures	small	some	moderate	great		
High	0	1.5	2.3	3.1		
Moderate	1.3	2.3	3.1	3.8		
Low	2.3	3.1	3.8	4.3		

It should be emphasized that the reference period is understood as a chosen period of time used as a basis for statistically assessing the time variant basic random variables, and the corresponding probability of failure. The concept of reference period is therefore fundamentally different from the concept of design working life. Confusion is often caused when the difference between these two concepts is not recognized.

The couple of  $\beta$ -values (for 1 and 50 years) given in Tab. 1 for each reliability class corresponds to the same reliability level. Practical application of these values, however, depends on the time period considered in the verification, which may be linked to available probabilistic information concerning time variant basic variables (imposed load, wind, earthquake, etc.). It should be noted that the reference period of 50 years is also accepted as the design working life for common structures [2].

For example, considering a structure of RC2 having a design working life of 50 years, the reliability index  $\beta = 3.8$  should be used provided that probabilistic models of basic variables are available for this period. The same reliability level is achieved when a reference period of 1 year and  $\beta = 4.7$  are applied using the theoretical models for a reference period of one year. Thus, when designing a structural member, similar dimensions (e.g. reinforcement area) would be obtained considering  $\beta = 4.7$  and basic variables related to 1 year or  $\beta = 3.8$  and basic variables related to 50 years.

A more detailed recommendation concerning the target reliability is provided by *ISO 2394:1998* where the target reliability indexes are indicated for the whole design working life without any restriction concerning its length, and are related not only to the consequences, but also to the relative costs of safety measures (Tab. 2).

Note that Tab. 2 indicates reliability indexes related to life-time of a structure and not to one year reference period;  $\beta = 0$  is recommended for reversible serviceability limit state,  $\beta = 1.5$  for irreversible serviceability limit state. Values  $\beta = 2.3$  to 3.1 are considered for fatigue limit state depending on the possibility of inspection and  $\beta = 3.1$ , 3.8 and 4.3 (given in the last column of Tab. 2 for great consequences) are recommended for the ultimate limit states.

Tab. 3: Tentative target reliability indexes  $\beta$  (and associated target failure rates) related to one year reference period and ultimate limit states in accordance with JCSS PMC [3] and *ISO/FDIS 2394:2014* 

Relative costs of safety measures	Minor consequences of failure	Moderate consequences of failure	Large consequences of failure
Large	$\beta = 3.1 \ (p \approx 10^{-3})$	$\beta = 3.3 \ (p \approx 5 \times 10^{-4})$	$\beta = 3.7 \ (p \approx 10^{-4})$
Normal	$\beta = 3.7 \ (p \approx 10^{-4})$	$\beta = 4.2 \ (p \approx 10^{-5})$	$\beta = 4.4 \ (p \approx 5 \times 10^{-6})$
Small	$\beta = 4.2 \ (p \approx 10^{-5})$	$\beta = 4.4 \ (p \approx 5 \times 10^{-6})$	$\beta = 4.7 \ (p \approx 10^{-6})$

Similar recommendations are provided in the Joint Committee on Structural Safety Probabilistic Model Code (JCSS PMC [3], overview is given in [4]) based on the study by Rackwitz [5] (Tab. 3). These reliability indices are also adopted in the committee approved draft of ISO 2394 - *ISO/FDIS 2394:2014*. The recommended target reliability indexes are also related to both the consequences and to the relative costs of safety measures, though for a reference period of 1 year.

The consequence classes in JCSS PMC [3] (similar to those in *EN 1990*) are linked to the ratio  $\rho$  defined as the ratio ( $C_{\text{str}} + C_{\text{f}}$ ) /  $C_{\text{str}}$  of the cost induced by a failure (cost of construction  $C_{\text{str}}$  plus direct failure costs  $C_{\text{f}}$ ) to the construction cost  $C_{\text{str}}$ :

- Class 1 Minor Consequences: ρ is less than approximately 2; risk to life, given a failure, is small to negligible and the economic consequences are small or negligible (e.g. agricultural structures, silos, masts);
- Class 2 Moderate Consequences: ρ is between 2 and 5; risk to life, given a failure, is medium and the economic consequences are considerable (e.g. office buildings, industrial buildings, apartment buildings);
- Class 3 Large Consequences: ρ is between 5 and 10; risk to life, given a failure, is high, and the economic consequences are significant (e.g. main bridges, theatres, hospitals, high rise buildings).

However, it is not quite clear what is meant by "the direct failure costs". This term indicates that there may be some other "indirect costs" that may affect the total expected cost. Here it is assumed that the failure costs  $C_{\rm f}$  cover all additional direct and indirect costs (except the structural costs  $C_{\rm str}$ ) induced by the failure. The structural costs are considered separately and related to the costs needed for an improvement of safety.

*ISO 2394:1998, ISO/FDIS 2394:2014* and JCSS PMC [3] seem to recommend reliability indexes lower than those given in *EN 1990* even for the "small relative costs" of safety measures. It should be noted that *EN 1990* gives the reliability indexes for two reference periods (1 and 50 years); the latter may be accepted as the design working life for common structures. *ISO 2394:1998* recommends indexes for "life-time, examples", thus related to the design working life, without any restrictions while JCSS PMC [3] and *ISO/FDIS 2394:2014* provide reliability indexes for the reference period of 1 year.

A new promising approach to specify the target reliability based on the concept of Life Quality Index [6-8] is considered in an ongoing revision of ISO 2394. The target annual failure probabilities are dependent on the parameter  $K_1$  (Tab. 4) that is derived from the marginal costs of a safety measure, expected number of fatalities given structural failure and several socio-economic parameters.

Tab. 4: Tentative minimum target reliability indexes  $\beta$  (and associated target failure rates) related to one year reference period and ultimate limit states, based on the LQI acceptance criterion (*ISO/FDIS 2394:2014*)

Relative life saving costs	$K_1$	LQI target reliability
Large	10-3-10-2	$\beta = 3.1 \ (p \approx 10^{-3})$
Medium	10-4-10-3	$\beta = 3.7 \ (p \approx 10^{-4})$
Small	10-5-10-4	$\beta = 4.2 \ (p \approx 10^{-5})$

It is noted that the target reliabilities given in standards are commonly derived considering typical failure modes and probabilistic models; see for instance *ISO/FDIS 2394:2014*. These considerations should be always clearly indicated to allow for comparing target levels among standards and to provide basis for further developments.

### **3** TARGET RELIABILITY FOR VARIOUS REFERENCE PERIODS

The target reliability levels provided in various documents are related to different reference periods. Typically one year, 50 years or simply life-time are considered. Assume that the failure probability related to one year  $p_1(\beta_1)$  corresponds to the reliability index  $\beta_1$ , thus

$$p_1(\beta_1) = \Phi(-\beta_1) \tag{1}$$

Here  $\Phi(\cdot)$  denotes the cumulative distribution function of standardised normal distribution. An approximation of the failure probability  $p_{nk}$  within *n* basic periods assuming that the failures during each *k* reference periods are mutually independent is

$$p_{nk}(\beta_1, n, k) = 1 - [1 - p_1(\beta_1)]^{n/k}$$
(2)

where  $n / k \ge 1$ . For instance k = 5-10 years might be accepted when the reliability of a structure is dominated by the sustained (long-term) part of an imposed load. The reliability index  $\beta_{nk}$  corresponding to  $p_{nk}$  is then obtained using  $\Phi(\cdot)$  in the same way as in Equation (1). Variation of the reliability index  $\beta_{nk}$  with n and k is shown in Figs. 1 and 2. Note that k = 1 corresponds to the full independence of failures in the reference periods and

$$\beta_{n1}(\beta_1, n, 1) = -\Phi^{-1}(p_{n1}(\beta_1, n, 1)) \tag{3}$$



Fig. 1: Variation of  $\beta_{nk}$  with *n* for k = 1 and selected  $\beta_1$ -values (failures during all basic (one year) reference periods are mutually independent)



Fig. 2: Variation of  $\beta_{nk}$  with k for n = 50 and selected  $\beta_1$ -values (failures during k reference periods are mutually independent)

When k = n then the failures in all the reference periods are fully dependent,  $p_{nn} = p_{11}$ . This is relevant for the cases when structural reliability is dominated by time-invariant variables (resistance and geometry parameters, permanent actions, model uncertainties); examples might include masonry and geotechnical structures, sub-structures of bridges, underground structures etc. The reliability index is then

$$\beta_{n1}(\beta_1, n, n) = \beta_1 \tag{4}$$

These relationships together with in Figs. 1 and 2 are helpful to compare the target reliabilities indicated in the above mentioned documents.

## **4** COMPARISON OF TARGET RELIABILITIES

The target reliability indices indicated in Tabs. 1 to 4 are recalculated for the reference period of 50 years (considered as life-time now) using Equations (1) to (3). Considering ultimate limit states, Fig. 3 shows variation of target reliability index  $\beta_{50,1}$  (basic reference period n = 50) with a degree of consequences. Comparable relative costs of safety measures are taken into account, i.e. normal reliability class for *EN 1990*, moderate for *ISO 2394:1998*, normal for JCSS PMC [3] and *ISO/FDIS 2394:2014* or medium for *ISO/FDIS 2394:2014* - LQI approach.

It follows from Fig. 3 that the target reliability indices indicated in various documents are within a relatively broad range. Obviously it may affect design or specification of partial factors and more detailed instructions how to apply the available recommendations should be provided.

Somehow similar situation is observed for serviceability limit states for which three documents are considered here: *EN 1990, ISO 2394:1998* and JCSS PMC [3]. Variation of the reliability index  $\beta$  with relative costs of safety measures is shown in Fig. 4. *ISO 2394:1998* specifies the target values irrespective of safety measures and the recommended limits are represented in Fig. 4 by horizontal lines. JCSS PMC [3] targets for irreversible limit states are related to one year reference period and the corresponding 50 years targets are recalculated assuming the full independence of failures.

It should be noted that the assumption of full independence is, particularly in the case of serviceability limit states, questionable and should be reconsidered. The assumption of a partial or full dependence of failures would obviously lead to more reasonable (greater) target reliability

indices, definitely closer to those related to one year reference period. As already suggested in [9] the target level  $\beta = 3.8$  could better be interpreted as corresponding to  $\beta_1 = 4.5$  for one year as complete independency of resistance and loads in subsequent years is not realistic.



Fig. 3: Variation of  $\beta_{50,1}$  for the ultimate limit states with a degree of failure consequences



Fig. 4: Variation of the reliability index  $\beta$  for serviceasbility limit states with a degree of relative costs of safety measures

## **5 TARGET RELIABILITIES FOR EXISTING STRUCTURES**

In the presented study it is tacitly assumed that the target reliabilities are to be applied at a design phase. For existing structures it is in some cases uneconomical to require the same reliability levels as for new structures [10,11]. The target level for existing structures usually decreases as it takes relatively more effort to increase the reliability level then for a new structure; see Tabs. 2 to 4. So for an existing structure one may for instance move from "moderate" to "large" relative costs of safety measures [9].

Two reliability levels are needed in the assessment of existing structures - the minimum level below which the structure is unreliable and should be upgraded, and the target level indicating an

optimum upgrade strategy [11-13]. Available experience indicates that the minimum level is often dominated by the human safety criteria whilst the optimum repair level is close to the target level accepted for structural design.

It is noted that recently revised *ISO 13822:2010* for the assessment of existing structures does not provide further information for reduction of target reliabilities e.g. for shorter residual life-times. However, detailed discussion concerning the target reliabilities for existing structures is out of the scope of this contribution.

# 6 RECOMMENDATIONS FOR PRACTICAL APPLICATIONS

Based on authors' experience the following recommendations are suggested for practical structural design for reference period equal design working life (considering the guidance in *EN 1990* and *ISO 2394:1998*):

- Ultimate limit state:  $\beta = 3.3$  (RC1),  $\beta = 3.8$  (RC2),  $\beta = 4.3$  (RC3),
- Fatigue:  $\beta = 1.5-3.8$  (RC2) depending on the degree of inspectability, reparability and damage tolerance,
- Serviceability limit state:  $\beta = 1.5$  (irreversible),  $\beta = 0$  (reversible).

As mentioned above these values are to be considered for reference periods equal to design working life of structures; e.g. commonly 50 years for buildings and 100 years for bridges. Shorter periods may be relevant for less important structures such as agricultural structures.

However, similar recommendations need to be provided in normative documents for engineering practice. It is recommended to consult appropriate target reliabilities with experts when:

- The independence of failure events in nearby reference periods is dubious (e.g. when structural reliability is expected to be dominated by time-invariant variables),
- The design situation is not covered by the above recommendations, e.g. fatigue for RC3 structures or reliability of temporary structures.

# 7 CONCLUSIONS

The following concluding remarks are drawn from the present study:

- In the present normative documents the target reliability levels are specified for different reference periods typically one year, fifty years and life-time.
- Recalculation of targets to uniform reference period (say 50 years) is complicated by mutual dependence of failure events.
- With increasing mutual dependence the target reliabilities approach values related to one year (basic) reference period.
- The target reliabilities indicated in available documents are within a broad range and should be revised, carefully considering failure modes and probabilistic models accepted when specifying target levels.
- Target reliabilities in standards should be supplemented by clear recommendation on how to use them in practice.
- For ultimate limit states of common buildings and bridges (RC2), reliability index 3.8 can be considered for a reference period equal to the design working life (50-100 years).
- For fatigue the target reliabilities are currently specified in EN 1990 within a broad range and should be further analysed for different types of structures (e.g. high-rise buildings, road and railway bridges).

#### ACKNOWLEDGEMENTS

The study is based on outcomes of the research projects VG20122015089 supported by the Ministry of the Interior of the Czech Republic and P105/12/0589 supported by the Czech Science Foundation.

#### REFERENCES

- [1] HOLICKÝ, M. Optimisation of the target reliability for temporary structures. *Civ Eng Environ Syst.* 2013, Vol. 30, Nr. 2, pp. 87-96. ISSN 1028-6608.
- [2] HOLICKÝ, M., MARKOVÁ, J., SÝKORA, M. et al. *Load effects on buildings* (*Guidebook 1*). Prague : CTU in Prague, 2009. 214 pp. ISBN 978-80-01-04468-1.
- [3] JCSS. JCSS Probabilistic Model Code. Zurich : Joint Committee on Structural Safety, 2001. ISBN 978-3-909386-79-6.
- [4] VROUWENVELDER, A.C.W.M. The JCSS probabilistic model code. *Struct.Saf.* 1997, Vol. 19, Nr. 3, pp. 245-251. ISSN 0167-4730.
- [5] RACKWITZ, R. Optimization the basis of code-making and reliability verification. *Struct.Saf.* 2000, Vol. 22, Nr. 1, pp. 27-60. ISSN 0167-4730.
- [6] NATHWANI, J.S., PANDEY, M.D. & LIND, N.C. Engineering Decisions for Life Quality: How Safe is Safe Enough? London : Springer-Verlag, 2009. 189 pp. ISBN 978-1-84882-601-4.
- [7] PANDEY, M.D. & NATHWANI, J.S. Life quality index for the estimation of societal willingness-to-pay for safety. *Struct.Saf.* 2004, Vol. 26, Nr. 2, pp. 181-199. ISSN 0167-4730.
- [8] PANDEY, M.D., NATHWANI, J.S. & LIND, N.C. The derivation and calibration of the lifequality index (LQI) from economic principles. *Struct.Saf.* 2006, Vol. 28, Nr. 4, pp. 341-360. ISSN 0167-4730.
- [9] VROUWENVELDER, A.C.W.M. Developments towards full probabilistic design codes. *Struct Saf.* 2002, Vol. 24, Nr. 2–4, pp. 417-432. ISSN 0167-4730.
- [10] ZWICKY, D. SIA 269/2 A New Swiss Code for the Conservation of Concrete Structures. In Proc. 3rd fib International Congress. Chicago : Precast/Prestressed Concrete Institute, 2010, pp. 13.
- [11] VROUWENVELDER, A.C.W.M. & SCHOLTEN, N. Assessment Criteria for Existing Structures. *Struct Eng Int.* 2010, Vol. 20, Nr. 1, pp. 62-65.
- [12] 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.
- [13] 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.

#### **Reviewers:**

Prof. Ing. Zbyněk Keršner, CSc., Institute of Structural Mechanics, Faculty of Civil Engineering, Brno University of Technology. Czech Republic.

Dr.-Ing. Roman Lenner, PE., Department of Civil Engineering, Stellenbosch University, South Africa.

Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské - Technické univerzity Ostrava

číslo 2, rok 2014, ročník XIV, řada stavební

článek č. 8

#### Juraj KRÁLIK<sup>1</sup>

# OPTIMAL PROTECTION OF REACTOR HALL UNDER NUCLEAR FUEL CONTAINER DROP USING SIMULATION METHODS

## OPTIMÁLNY NÁVRH OCHRANY HALY REAKTOROVNE PRED PÁDOM KONTAJNERA S JADROVÝM PALIVOM VYUŽITÍM SIMULAČNÝCH METÓD

#### Abstract

This paper presents of the optimal design of the damping devices cover of reactor hall under impact of nuclear fuel container drop of type TK C30. The finite element idealization of nuclear power plant structure is used in software ANSYS. The steel pipe damper system is proposed for dissipation of the kinetic energy of the container free fall in comparison with the experimental results. The probabilistic and sensitivity analysis of the damping devices was considered on the base of the simulation methods in program AntHill using the Monte Carlo method.

#### Keywords

Probability, sensitivity, container drop, damping devices, FEM, AntHill, ANSYS.

#### Abstrakt

V článku sa prezentuje optimálny návrh tlmiaceho zariadenia na ochranu haly reaktorovne pred pádom kontajnera s jadrovým palivom typu TK C30. Priestorovým konečno-prvkovým modelom bola idealizovaná konštrukcia jadrovej elektrárne v programe ANSYS. Experimentálne overený systém tlmičov bol navrhnutý z oceľových rúrok na pohltenie kinetickej energie od pádu kontajnera. Pravdepodobnostná a citlivostná analýza tlmiaceho zariadenia bola realizovaná využitím simulačných metód v programe AntHill s využitím metódy Monte Carlo.

#### Kľúčové slová

Pravdepodobnosť, citlivosť, pád kontajnera, tlmiče, MKP, AntHill, ANSYS.

#### **1 INTRODUCTION**

In recent time of permanent demands for increasing of active and passive nuclear power plants safety the question of estimation of the technological equipment resistance after certain operation time is very actual [4, 5, 9, 10, 11, 12, 17 and 18]. The calculation of the containment structure, including personnel access doors, equipment hatches and penetrations and isolation valves shall be based with sufficient margin on design basis events and test conditions. All penetrations through the containment should meet the same design requirement as the containment structure itself Bankash [1], Králik [9, 10, 11 and 12], IAEA [4 and 5]. The new knowledges in the investigation of the nonlinear behaviour of the reinforced concrete and steel structures are utilised [1, 2, 10 and 19]. The nuclear power plant (NPP) structures should be protected against reaction forces stemming from pipe movement or accidental loads such as jet forces, pipe whip and missiles. The load-bearing structure complex analysis for different kind of loads was provided with software ANSYS.

<sup>&</sup>lt;sup>1</sup> Prof. Ing. Juraj Králik, CSc., Department of structural mechanics, Faculty of Civil Engineering, Slovak University of Technology in Bratislava, Radlinského 11, 813 68 Bratislava, Slovakia, e-mail: juraj.kralik@stuba.sk.

The building of a power block was idealized with a discrete model, consists of the solid elements (SOLID 45), shell elements (SHELL43), beam elements (BEAM4), linear actuator elements (LINK11), mass elements (MASS21), solid fluid elements (FLUID80). The overall model consists 20 840 elements and 15 600 nodes.



Fig. 1: Calculation model of NPP building with the critical point of container drop

## **2** CONTAINER DROP

The hall crane transports the nuclear fuel in the steel container TK - C30 under ceiling plate at +18,90 m. The cylinder container has diameter 2285 mm, height 4367 mm and weight 89,5 t. In the case of accident the container can fall to the containment plate. The accident scenario was defined by the technological engineers [10].

We proposed three levels of container fall on the plate from height 200 mm and 3670 mm. The impact loads can be defined from equality of kinetic energy  $E_k$  of container weight mo before impact and potential energy  $E_p$  of the plate deformation in moment of maximal impact effect

$$E_{k} = E_{p} E_{k} = \frac{1}{2} m_{o} \dot{w}_{o} E_{p} = \frac{1}{2} k w_{max}$$
(1)

where  $\dot{w}_o$  is the velocity of container fall in the moment of the plate-container contact,  $w_{\text{max}}$  is maximal amplitude of displacement of the plate, k is stiffness of plate (defined from FEM model of structures). The velocity of the fall  $\dot{w}_o$ , long time of the impact  $t_r$  and the amplitude of force  $F_{max}$  can be considered as the impact loads in the form of half wave as follows

$$\dot{w}_o = \sqrt{2gh_o} \quad t_r = \pi \sqrt{\frac{m_o}{k}} \quad F_{\text{max}} = k.w_o \cdot \sqrt{\frac{m_o}{k}} \tag{2}$$

where  $h_o$  is the height of free hall,  $m_o$  is container masses and k is stiffness of plate.



Fig. 2: Scheme of container TK -C30

#### **3** SOLUTION OF IMPACT RESPONSE

In the case of refuelling, during the reactor shutdown, it is manipulated with 85t heavy containers above the reactor building ceiling. If the suspension is released during this operation, the container can fall down on the ceiling or in the spent fuel storage pond Bankash [1]. Container free fall was defined as an impact load [3 and 9].



Fig. 3: Envelope of bending moment  $m_y$  in the concrete plate at +18.9m and normal forces  $t_x$  in the circular wall

The impulse intensity and its duration are expressed from the condition of equality of the kinetic energy of a free falling body and deformation potential energy of the load-bearing structure and the container. The time interval of impulse acting responds to 1/2 of the impulse period. The response forces were calculated on the base of the direct transient method in program ANSYS. The envelope of maximum intensity of the normal forces  $t_x$  [kN/bm] and bending moments my [kNm/bm] from the impact to the SG box ceiling are presented in Fig. 2. The peak of the bending moment in the concrete plate is near the point of container impact. In the case of the circular wall the peak of the tension forces is on the bottom of wall. Maximum internal forces exceed the bearing capacity of the ceiling plate for about 6% due to the impulse intensity 277,6 MN in the time impulse 0,008 s. In the case of the falling from the height 1,0.m above the water surface in the basin the intensity impulse is equal to 583,07 MN (i.e. 431,35 MN) in the period 0,007 s.

## **4 DESIGN OF DAMPING DEVICES**

Kinetic energy of the free fall container can be dissipated with the plastic energy of damping devices from the pipes in one or two layers both. This type of damping devices was used in Germany [9]. We propose the kinetic energy of the container fall under the bottom of the basin in the form

$$E_{k} = m_{0}gh + m_{0}gh_{v} - \frac{1}{2}\rho Agh_{k}^{2} - \rho Agh_{k}(h_{v} - h_{k}) - \frac{F_{v}}{2}\frac{h_{v} - D_{s}}{h_{v}}$$
(3)

where  $F_{\nu}$  is he force of the water resistance during the container fall in the basin. The kinetic energy  $E_k$  must be absorbed by elastic and plastic deformation of the damping pipe device. The dissipation energy of the plastic deformation of the pipe is expressed following

$$D_p = F_m \left( f_m - 0.03 D_s \right) \tag{4}$$

where  $F_m$  is the resistance force of the pipe and  $f_m$  is the maximum cross pipe plastic deformation.

On the base of experimental results we have

$$F_m = \gamma \sigma_F 2bt^2 \frac{1}{D_s - a} \quad f_m = 0,85n_L D_s \tag{5}$$

where  $D_s$  is the pipe diameter, t is the thickness of pipe wall, a is the length of U profile, b is length of pipe segment,  $\gamma$  is the safety factor,  $n_L$  is the number of the pipe layer.



Fig. 4: Configuration of pipe damping device

The potential energy  $E_p$  of the elastic and plastic deformation of damping devices is

$$E_{p} = \frac{1}{2} F_{m} 0,03n_{L} D_{s} + F_{m} 0,82n_{L} D_{s}$$
(6)

The reliability condition for the design of the damping devices is

$$E_p \ge E_k \tag{7}$$

Two types of the damping devices (Tab. 1) were considered. Two of them (type -T1) are designed in one pipe layer, the rest (type -T2) are designed in two pipe layers. The damping devices is proposed from the short pipe elements mutually connected with the steel beams from U-profile in the grid form (Figure 4 and 5).



Fig. 5: Experimental test of pipe resistance

Tab. 1: Experimental test of the pipe segment (Bundesanstalt für Materialprufung)

Specimen	Drop	Deformation	Potential	Fall	Deformation	Load
No.	in mm	in mm	Energy <sup>1)</sup>	velocity <sup>2)</sup>	Energy	Impulse
			in Joule	in m/s	in Joule	during 30 ms
						in kN
1	1400	68	10369	5.2	9880	108
2	1600	82	11880	5.6	11300	107
3	1700	72	12516	5.8	11900	110
4	1800	90	13350	5.9	12700	106
<sup>1)</sup> This Energy	gie corres	ponds to the drop	nlus nine defe	ormation calci	ilated from targe	d nine crack

<sup>2)</sup> This value corresponds to the velocity of the test frame in the moment of contact with pipe

Tab. 2: Comparison of damping devices effectivity

Туре	Diameter of pipe	$xr of pipe   E_k[kNm]$		$\eta$ [%]				
Free fall from height <b>3 670 mm</b>								
T1	1 x 18 x 219/18 – 455 mm	2962,4	2688,0	90,7				
T2	2 x 24 x 219/20 – 150 mm	2702,5	2917,4	107,9				
Free fall from height <b>14010 mm</b>								
T3	1x 24 x 219/22 – 380 mm	4753,2	4471,4	94,1				
T4	2x 52 x 219/18 – 150 mm	4644,4	5120,0	110,2				

This pipe element was tested by Bundesanstalt für Materialprufung (see Table 1) for the plastic capacity of the device due to impact load. The safety crosswise deformation of the pipe element was defined on the base of experiment results as  $0,85D_s$ .

The plastic capacity of the pipe device is defined following

$$F_m = 2\alpha\sigma_F bd^2 / (D_s - a) \tag{8}$$

where  $\alpha$  is parameter reliability ( $\alpha = 1,1$ ),  $\sigma_F$  - stress yield ( $\sigma_F = 350$  MPa), b - length of pipe, d - thickness of pipe,  $D_s$  - diameter of pipe, a - highness.

The maximal plastic deformation of pipe can be use as  $0,85D_s$  and the maximal diameter dilatation is  $a = 1,5D_s$ . Three layer damping devices from pipes 2 x 24 x 219/20 - 150 mm were proposed for dissipate the kinetic energy  $E_k = 2702,5$  kNm (free fall from high 3670 mm) with the efficiency  $\eta = 107,9\%$ . In the case of the basin bottom the effective damping device is design as 2 x  $52 \times 219/18 - 150$  mm which dissipates the kinetic energy  $E_k = 5120,0$  kNm (free fall from high 14010 mm) with the efficiency  $\eta = 110,2\%$ .

### **5 PROBABILITY AND SENSITIVITY ANALYSIS OF DAMPING DEVICES**

The methodology of the probabilistic analysis of the damping devices efficiency results from the requirements [5, 6, 9 and 12] and experiences from their applications [7, 8, 13, 14, 15, 16, 17, 18 and 20]. In this case the direct simulation method Monte Carlo [15] to solve the reliability of the damping devices was used.

The probabilistic analysis of the accident due the transport way of the container above containment plate results from uncertainty of material and geometry properties, load level, non linear deformation and design condition. The discrete histograms of the AntHill program [15] were used (Table 3). The calculation of the impact response and sensitivity analysis of the damping devices effectivity was considered in the ANSYS program. Three types of the damping devices with various geometry of steel pipes in one and two layers were analyzed (Table 3).

The damping devices (types T1 and T2) were designed for free fall of container on the containment plate. Type T1 is satisfying in the case of 70% effectiveness of the impulse damping, T2 for 80% effectiveness. The damping devices (type T3) were designed for free fall of container on the basin bottom. Type T3 is satisfying in the case of 90% effectiveness of the impulse damping.

Variable	Variable	Bounded	Mean	Standard	Covariance
	coefficient	histogram	value	deviation	CoV
$F_y$ - yield stress of steel [MPa]	$F_{y \cdot var}$	LN	392	30,07	0,077
m – container mass [t]	m <sub>var</sub>	Ν	85	3,12	3,674
<i>h</i> - fall distance [m]	h <sub>var</sub>	Ν	3,67 15,27	0,13 0,57	0,038 0,038
$h_n$ – depth of basis [m]	h <sub>n.var</sub>	Ν	14,27	0,54	0,037
D – diameter of pipe [mm]	$D_{var}$	Ν	219	0,80	3,443
<i>b</i> - length of pipe [mm]	<i>b</i> <sub>var</sub>	Ν	46 18	1,72 0,63	3,712 3,513
<i>t</i> – thickness of pipe [mm]	t <sub>var</sub>	Ν	28	1,04	37,338
<i>c</i> – width of U beam + plate [mm]	$C_{var}$	Ν	77	1,44	18,680
a – height of U beam [mm]	$a_{var}$	Ν	80	1,41	17,596
S – area of container [m <sup>2</sup> ]	Svar	Ν	4,10	0,13	3,120
$h_k$ – height of container [m]	$h_{k.var}$	N	3,917	0,06	0,016

Tab. 3: Parameters for the random variable

Effectivity	$P_f$ - Probability of the damping device failure						
of damping in %	T1	T2	Т3				
60	0,0	0,0	0,0				
70	0,000089	0,0	0,0				
80	0,007303	0,000032	0,0				
90	0,083356	0,002333	0,000007				
100	0,320213	0,030070	0,000818				

Tab. 4: Parameters for the random variable

-.3 -.4 -.5

The sensitivity analysis of the damping devices were realized in the ANSYS program. The results from this analysis show that the effectiveness of the damping devices depends firstly on the material properties of steel – strength and thickness of pipes, secondly on the variability of the container mass and height of free fall.





#### **6** CONCLUSION

This paper deals with the problem of the analysis of the buildings of nuclear power plants in the case of their resistance to the possible accident during the transport of container C30 [4] with the nuclear fuel. The dynamic transient analyses from the container falling during the accident simulation were realized using the system ANSYS. During the reconstruction of the containment structure was designed the damping devices from steel pipes on the base of results of attests of Bundesanstalt für Materialprufung. The probability and sensitivity analysis of the effectiveness of the damping devices were realized in the program AntHill and ANSYS. The uncertainties of the loads level (container mass, height of free fall), the geometric and material properties (steel strength, geometric characteristic of pipe segments) and other influences following the inaccuracy of the calculated model and numerical methods were taken in the account in the 10<sup>6</sup> direct Monte Carlo simulations. In accordance with the probability and sensitivity analysis the reconstruction project of the protection of the NPP building before the crane accident due to transport of the container C30 was proposed.

#### ACKNOWLEDGEMENT

This paper was created with the support of the Ministry of Education, Science, Research and Sport of the Slovak Republic within the Research and Development Operational Programme for the project "University Science Park of STU Bratislava", ITMS 26240220084, co-funded by the European Regional Development Fund.

#### REFERENCES

- [1] BANKASH, M., Y., H. Impact and Explosion. Analysis And Design. Oxford London, 1993.
- [2] BROZOVSKÝ, J., KONECNY, P., MYNARZ M., SUCHARDA, O. Comparison of Alternatives for Remodelling of Laboratory Tests of Concrete, In Proceedings of the Twelfth International Conference on Civil, Structural and Environmental Engineering Computing, B.H.V. Topping, L.F. Costa Neves, R.C. Barros, (Editors), Funchal: Civil-Comp Press (Stirlingshire), paper 119, 2009. ISBN 978-1-905088-30-0.
- [3] CLOUGH, R., W., PENZIEN, J. Dynamics of structures, Mc Graw-Hill, Inc. 1993.
- [4] IAEA, Technical Report, Guidelines for WWER 440/213 Containment Evaluation, IAEA/TA-2488, RER/9/035, WWER-SC-170, Vienna, 1996.
- [5] IAEA, Safety of Nuclear Power Plants: Design, Requirements, No. NS-R-1, Vienna, 2000.
- [6] JCSS-OSTL/DIA/VROU-10-11-2000, *Probabilistic Model Code, Part 1 Basis of Design*, Working material, http://www.jcss.ethz.ch/, 2001.
- [7] KALA, Z. Sensitivity analysis of steel plane frames with initial imperfections, *Engineering Structures*, 33, 8, pp.2342-2349, 2011.
- [8] KONECNY, P. & BROZOVSKY, J. & KRIVY, V. Simulation Based Reliability Assessment Method using Parallel Computing. In Proceedings of *1st International Conference on Parallel, Distributed and Grid Computing for Engineering,* Civil Comp Proceedings, 2009, issue 90, pp. 542–549 (8 p), ISSN: 1759-3433.
- [9] KRÁLIK, J. Experimental and Numerical Reliability Analysis of Damping Devices under Impact Loads from Container Drop. *Civil and Environmental Engineering*, ŽU Žilina, ISSN 1336-5835, 2009, Vol.5, Issue 1, pp. 43-57.
- [10] KRÁLIK, J. Safety and Reliability of Nuclear Power Buildings in Slovakia. Earthquake Impact - Explosion. Ed. STU Bratislava, 2009, 295pp.
- [11] KRÁLIK, J. Reliability Analysis of Structures Using Stochastic Finite Element Method, Edition STU Bratislava, 2009, pp.138.
- [12] KRÁLIK, J. Probabilistic Safety Analysis of the Nuclear Power Plants in Slovakia. In: *Journal of KONBiN, Safety and Reliability Systems*, Ed. VERSITA Central European Science Publishers, Warszawa, ISSN 1895-8281, No 2,3 (14, 15) 2010, pp. 35-48.

- [13] KREJSA, M. JANAS, P. and ČAJKA, R. Using DOProC Method in Structural Reliability Assessment. In.: Applied Mechanics and Materials, Vols. 300-301 (2013) pp 860-86, Online available since 2013/Feb/13 at www.scientific.net © (2013) Trans Tech Publications, Switzerland, doi:10.4028/www.scientific.net/ AMM.300-301.860.
- [14] KREJSA, M. Probabilistic Failure Analysis of Steel Structures Exposed to Fatigue. In: *Key Engineering Materials: Advances in Fracture and Damage Mechanics XII*. Editors: A. Milazzo and M.H. Aliabadi. Zurich, Switzerland: Trans Tech Publications, 2013, Vol. 577-578, pp. 101-104 (4 p), ISSN 1662-9795, DOI: 10.4028/www.scientific.net/KEM.577-578.101.
- [15] MAREK, P., GUŠTAR, M., ANAGNOS, T. Simulation-Based Reliability Assessment for Structural Engineers, CRC Press, New York, 1996, ISBN 0-8493-8286-6.
- [16] MELCHERS, R. E. Structural Reliability: Analysis and Prediction, John Wiley & Sons, Chichester, 1999, U.K.
- [17] NUREG-1150. Severe Accident Risks: An Assessment for Five US Nuclear Power Plants, Summary Report, Final Summary Report, NUREG-1150, Vol.1 and 2, December 1990.
- [18] SALAJKA, V. HRADIL, P. KALA, J. Assess of the Nuclear Power Plant Structures Residual Life and Earthquake Resistance, In: *Applied Mechanics and Materials* (Volumes 284 - 287), p. 1247-1250, Trans Tech Publications, Switzerland, DOI: 10.4028/www.scientific.net/ AMM.284-287.1247, January, 2013.
- [19] TESÁR, A. MELCER, J. Dynamic identification of fractal structures. International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 71, 2007, pp. 1321 – 1341, John Willey & Sons, Ltd. 2007.
- [20] VEJVODA, S. KERŠNER, Z. NOVÁK, D. TEPLÝ, B. Probabilistic Safety Assessment of the Steam Generator Cover, In Proc. of the 17th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT 17), Prague, Czech Republic, August 17-22, 2003, M04-4, 10 pp.

#### **Reviewers:**

Doc. Ing. Michal Tomko, PhD., Department of Structural Mechanics, Faculty of Civil Engineering, Technical University of Košice. Slovakia.

Ing. Petr Konečný, Ph.D., Department of Structural Mechanics, Faculty of Civil Engineering, VŠB-Technical University of Ostrava. Czech Republic.

číslo 2, rok 2014, ročník XIV, řada stavební

článek č. 9

# Juraj KRÁLIK<sup>1</sup>, Juraj KRÁLIK, jr.<sup>2</sup>

#### DETERMINISTIC AND PROBABILISTIC ANALYSIS OF NPP COMMUNICATION BRIDGE RESISTANCE DUE TO EXTREME LOADS

#### Abstract

This paper presents the experiences from the deterministic and probability analysis of the reliability of communication bridge structure resistance due to extreme loads - wind and earthquake. On the example of the steel bridge between two NPP buildings is considered the efficiency of the bracing systems. The advantages and disadvantages of the deterministic and probabilistic analysis of the structure resistance are discussed. The advantages of the utilization the LHS method to analyze the safety and reliability of the structures is presented.

#### Keywords

Probability, extreme loads, steel bridge, bracing, FEM, LHS, ANSYS

## **1 INTRODUCTION**

This paper deals with the resistance of the steel bracing systems of the bridge between two buildings in the nuclear power plants (NPP) [10]. The international organization IAEA in Vienna [2, 3, 4 and 5] set up the design requirements for the safety and reliability of the NPP structures. The methodology of the seismic analysis of the structure behavior and the design of the structure under extreme loads are the object of the various authors [9, 11, 14, 18 and 22]. In the case of NPP structures the characteristic values of the seismic loads are determined on the base of the IAEA requirements [2] by mean return period of the extreme loads which is equal to one per 104 years [14]. The methodology of the probabilistic analysis of the structure reliability is described in various papers and practical applications [8, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17 and 20]. The reliability analysis is based on the partial factor methods in accordance of the Eurocode 1990 [2]. In the present the method of the partial factor is favourable in the practice. The Eurocode 1990 [2] and JCSS [6] recommends the use of three levels of the reliability analysis. Level III methods are seldom used in the calibration of design codes because of the frequent lack of statistical data. The measure of reliability in Eurocode 1990 [1] is defined by the reliability index  $\beta$ . The reliability index depends on the criterion of the limited state. The standard JCSS [6] required the measure of reliability in dependency on the safety level. The probability of the failure Pf can be determined using simulation method on the base of Monte Carlo, LHS and others.

## **2 RELIABILITY FUNCTION**

Most problems concerning the reliability of building structures [1, 6, 8, 15, 16, 17, 19 and 20] are defined today as a comparison of two stochastic values, loading effects *E* and the resistance *R*, depending on the variable material and geometric characteristics of the structural element. In the case

<sup>&</sup>lt;sup>1</sup> Prof. Ing. Juraj Králik, PhD., Department of Structural Mechanics, Faculty of Civil Engineering, Slovak University of Technology in Bratislava, Radlinského 11, 813 68 Bratislava, Slovakia, e-mail: juraj.kralik@stuba.sk.

<sup>&</sup>lt;sup>2</sup> Ing. Juraj Králik, PhD, Institute of Architectural Constructions and Civil Engineering Structures, Faculty of Architecture, Slovak University of Technology in Bratislava, Námestie Slobody 19, 812 45 Bratislava, Slovakia, e-mail: kralik@fa.stuba.sk.

of a deterministic approach to a design, the deterministic (nominal) attributes of those parameters  $R_d$  and  $E_d$  are compared.

The deterministic definition of the reliability condition has the form

$$R_d \ge E_d \tag{1}$$

and in the case of the probabilistic approach, it has the form

$$RF = R - E > 0 \text{ or } RF = 1 - E/R > 0$$
 (2)

The reliability function RF can be expressed generally as a function of the stochastic parameters  $X_1, X_2$  to an used in the calculation of R and E.

$$RF = g(X_1, X_2, ..., X_n)$$
(3)

The probability of failure can be defined by the simple expression

$$P_f = P[R < E] = P[(R - E) < 0]$$
<sup>(4)</sup>

In the case of simulation methods the failure probability is calculated from the evaluation of the statistical parameters and theoretical model of the probability distribution of the reliability function  $g_{(X)}$ . The failure probability is defined as the best estimation on the base of numerical simulations in the form [15]

$$P_f = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^{N} I \left[ g\left( X_i \right) \le 0 \right]$$
(5)

where N in the number of simulations,  $g_{(.)}$  is the failure function, I[.] is the function with value 1, if the condition in the square bracket is fulfilled, otherwise is equal 0.

Reliability of the bearing structures is designed in accordance of standard requirements STN ENV 1993-1-1 and ENV 1990 [1] for ultimate and serviceability limit state. Horizontal reinforced plane structures are designed on the bending and shear loads for ultimate limit state function in the next form

$$g(M) = 1 - M_E / M_R \ge 0 \quad g(V) = 1 - V_E / V_R \ge 0 \tag{6}$$

where  $M_E$ ,  $V_E$  are design bending moment and design shear force of the action and  $M_R$ ,  $V_R$  are resistance bending moment and resistance shear force of the structure element.

In the case of the combination of the action of the normal forces and bending moments the yield function F(.) must be used as follows

$$g(N,M) = 1 - F(N_E, M_E) / F(N_R, M_R) \ge 0$$
(7)

The failure function (7) for the linearized interaction diagram (Figure 1) may be defined in the form

$$\frac{N_E}{N_{Ru}} + \frac{M_E}{M_{Ru}} = 1 \tag{8}$$

where  $N_{Ru}$  and  $M_{Ru}$  are the values of limit normal force and moment on the axis of interaction diagram  $N_{Ru} = N_R (M = 0)$  and  $M_{Ru} = M_R (N = 0)$ .

The total internal forces of the action effect are defined as follows

$$M_E = M_{NS} + M_S \quad N_E = N_{NS} + N_S \tag{9}$$

where  $N_{NS}$ ,  $M_{NS}$  are initial values of normal forces and moments due to no seismic load and  $N_S$ ,  $M_S$  are normal forces and moments of the seismic load.

The moment of resistance  $M_R$  on the interaction diagram can be calculated from known normal force N in the form

$$M_{R} = M_{Ru} - \left(\frac{M_{Ru}}{N_{Ru}}\right)N \tag{10}$$

The moment of action effect  $M_E$  can be expressed for an initial values  $N_{NS}$ ,  $M_{NS}$  and an increment of pressure  $N_S$ ,  $M_S$  in the form

$$M_{E} = M_{NS} - \binom{M_{S}}{N_{S}} (N - N_{NS})$$
<sup>(11)</sup>

The failure condition will be fulfilled if we have

$$M_E = M_R \tag{12}$$



Fig. 1: Linearization of interaction diagram of RC section

If the relation (10) and (11) give (12) we have the value of normal force N on the interaction diagram  $(N = N_R)$ 

$$N_{R} = \frac{M_{Ru} - M_{NS} + \frac{M_{S}}{N_{S}} N_{NS}}{\frac{M_{Ru}}{N_{Ru}} + \frac{M_{S}}{N_{S}}}$$
(13)

#### **3 LOAD COMBINATION**

The load combination of the deterministic calculation is considered according to ENV 1990 [1] and IAEA [4] for the ultimate limit state of the structure as follows:

Deterministic method - extreme design situation

$$E_d = G_k + Q_k + A_{Ed} \tag{14}$$

where  $G_k$  is the characteristic value of the permanent dead loads,  $Q_k$  - the characteristic value of the permanent live loads,  $A_{Ed}$  - the design value of the extreme loads,  $A_{Ed,k}$  - the characteristic design value of the extreme loads.

In the case of probabilistic calculation and the ultimate limit of the structure the load combination [1] we take following:

Probabilistic method - extreme design situation

$$E = G + Q + A_E = g_{\text{var}}G_k + q_{\text{var}}Q_k + a_{\text{var}}A_{E,k}$$
(16)

where  $g_{var}$ ,  $q_{var}$ ,  $a_{var}$  are the variable parameters defined in the form of the histogram calibrated to the load combination in compliance with Eurocode and JCSS requirements.

The extreme wind was defined for the mean return period  $10^4$  years by the wind speed 54,47m/s and wind pressure 1,127kN/m<sup>2</sup> [10]. The seismic load was considered for the same return period  $10^4$  years as SL-2 [2]. The peak ground acceleration was set up as 0,15g for the horizontal direction [14]. The spectrum acceleration response was calculated for the locality Mochovce in the three characteristic frequency values. The shape of the spectrum response acceleration is similar to the same in the NUREG 0098 [14]. The seismic response was solved by linear response spectrum method. The spectral analysis results from linear behavior of structures and the appropriate damping due to structure plasticity is considered by proportional damping for the whole structure or separately by materials. The seismic response for each direction of excitation was calculated particularly by spectrum response method using combination rule SRSS

$$E_{i} = \sum_{m=1}^{N_{\text{mod}}} E_{m.i} , \qquad (16)$$

where "i" is excitation direction (i = X, Y, Z), "m" is the mode number from the modal analysis, " $N_{mod}$ " is the total number of modes. Total seismic response was calculated by ASCE 4/98 in the form

$$E_{tot} = E_x + 0, 4E_y + 0, 4E_z$$
 or  $E_{tot} = 0, 4E_x + 0, 4E_y + E_z$  or  $E_{tot} = 0, 4E_x + E_y + 0, 4E_z$  (17)

The maximum from all possibilities is taken to design structure.

## **4 UNCERTAINTIES OF INPUT DATA**

The uncertainties of the input data – action effect and resistance are for the case of the probabilistic calculation of the structure reliability defined in JCSS and Eurocode 1990.

Name	Quantity	Charact. value	Variable paramet.	Histogram	Mean	Stand. deviation	Min. value	Max. value
Material	Young's modul.	$E_k$	$e_{\rm var}$	Normal	1	0,120	0,645	1,293
Load	Dead	$G_k$	$g_{ m var}$	Normal	1	0,010	0,921	1,079
	Live	$Q_k$	$q_{ m var}$	Gumbel	0,60	0,200	0	1
	Earthquake	$A_{E,.k}$	$a_{\rm var}$	Gama(T.II)	0,67	0,142	0,419	1,032
	Wind extrem	$A_{W,k}$	Wvar	Gumbel	0,30	0,150	0,500	1,032
Resistance	Steel strength $f_{sk}$	$F_k$	$f_{ m var}$	Lognormal	1	0,100	0,726	1,325
Model	Action uncertaint	$ heta_{\!E}$	$Te_{\rm var}$	Normal	1	0,100	0,875	1,135
	Resistance uncert.	$ heta_{\!R}$	Tr <sub>var</sub>	Normal	1	0,100	0,875	1,135

Tab. 1: Probabilistic model of input parameters

The stiffness of the structure is determined with the characteristic value of Young's modulus  $E_k$  and variable factor  $e_{var}$  (Tab.1). A load is taken with characteristic values  $G_k$ ,  $Q_k$ ,  $A_{E,k}$ ,  $A_{W,k}$  and variable factors  $g_{var}$ ,  $q_{var}$ ,  $a_{var}$  and  $w_{var}$  (Tab.1). The uncertainties of the calculation model are considered by variable model factor  $\theta_R$  and variable load factor  $\theta_F$  for Gauss's normal distribution.

#### **5** SEISMIC ANALYSIS OF THE NPP STRUCTURES

On base of the experience from the reevaluation programs in the membership countries IAEA in Vienna the seismic safety standard No.28 was established at 2003 [2].

• Seismic safety evaluation programs should contain three important parts

• The assessment of the seismic hazard as an external event, specific to the seismotectonic and soil conditions of the site, and of the associated input motion;

• The safety analysis of the NPP resulting in an identification of the selected structures, systems and components (SSSCs) appropriate for dealing with a seismic event with the objective of a safe shutdown;

• The evaluation of the plant specific seismic capacity to withstand the loads generated by such an event, possibly resulting in upgrading.

The earthquake resistance analysis of NPP buildings in Mochovce was based on the recommends of international organization IAEA in Vienna, EUROCODE 2, 7 and 8, CEB and Slovak National Standards. The seismic load for the Mochovce site was defined by peak ground acceleration (PGA) and local seismic spectrum in dependence on magnitude and distance from source zone of earthquake. Firstly the value of PGA was defined at 1994 (PGA<sub>RLE</sub>=0,1g) follow in accordance of the results of seismological monitoring this locality at 2003 (PGA<sub>UHS</sub>=0,142g and PGA<sub>HS</sub>=0,143g).

Methodology of structure resistance verification is elaborately described by Králik [14]. There are illustrated the procedures, requirements and criterion of calculation models and methods for design of structure reliability. There are two principal methodology available for seismic design of NPP structures - deterministic (SMA- seismic margin assessment) and probabilistic (SPRA – seismic probabilistic risk assessments. The objective of seismic margin assessment (SMA) is to determine for a nuclear power plant the high-confidence-of-a-low-probability-of-failure (HCLPF) capacity for a preselected seismic margin earthquake (SME), which is always chosen higher than the design basis input. In probabilistic terms, the HCLPF is expressed as approximately a 95% confidence of about a 5% or less probability of failure.

The concept of the HCLPF (High Confidence Low Probability Failure) capacity is used in the SMA (Seismic Margin Assessment) reviews to quantify the seismic margins of NPPs [6]. In simple terms it correspond to the earthquake level at which, with high confidence ( $\geq 95\%$ ) it is unlikely that failure of a system, structure or component required for safe shutdown of the plant will occur (< 5% probability).

The value of the HCLPF parameter depends on the equipment structure or component resistance (R) and the corresponding effect of action (E) using elastic or inelastic behavior. The following equation follows for the strength and response (R/E) in respect to linear elasticity

$$\left(R/E\right)_{el} = R / \left[ \left(E_{si}^2 + E_{sa}^2\right)^{1/2} + E_{NS} \right]$$
(18)

where  $E_{Si}$  or  $E_{Sa}$  is seismic response to RLE (SL-2) inertial actions, or corresponding different seismic support movement, respectively, calculated according to linear elasticity. Then  $E_{NS}$  is a total response to all the co-incidental non-seismic bearings in the given combinations.

Analogically, considering the elastic-plastic effect

$$(R/E)_{ep} = R / \left\{ \left[ \left( E_{Si} / k_D \right)^2 + \left( E_{Sa} / k_D \right)^2 \right]^{1/2} + E_{NS} \right\}$$
(19)

where  $k_D$  is ductility coefficient ( $k_D \ge 1.0$ ). The partial seismic response  $E_{Sa}$  in equation (19) is really multiplied, not divided, by the ductility coefficient. If SME is greater than RLE (SL-2), then  $(R/E)_{ep}$ is greater than 1.0 and vice-versa. However, the  $(R/E)_{el}$  and  $(R/E)_{ep}$  ratios do not define the multiplication factors for RLE (SL-2) to gain the HCLPF seismic margin value. These factors are calculated as follows:

$$(FS)_{el} = (R - E_{NS}) / (E_{Sl}^2 + E_{Sa}^2)^{1/2}$$
(20)

$$(FS)_{ep} = (R - E_{NS}) / \left[ (E_{Si} / k_D)^2 + (E_{Sa} / k_D)^2 \right]^{1/2}$$
(21)

The equation (10) is valid provided that  $(FS)_{ep} > (FS)_{el}$  and it can be significantly simplified if the  $E_{Sa}$  response to different seismic support movement as a result of RLE (SL-2) is negligible or it does not need to be considered. Then

$$\left(FS\right)_{ep} = \left(FS\right)_{el} k_D \tag{22}$$

Generally it follows

 $HCLPF(CDFM) = (FS)_{ep} PGA_{RLE=SL-2}$  (in horizontal direction) (23)

and this value must always be HCLPF > ZPA.

The HCLPF seismic margin value can also be determined via a non-linear elastic-plastic calculation (e.g. limit analysis defined in the ASME BPVC Section III – Mandatory Appendix XIII).

#### 6 COMPUTATIONAL MODEL OF THE BRIDGE STRUCTURE

The steel bridge connects the auxiliary building, reactor building and ventilating chimney of the JEMO NPP [10]. The length of bridge structures is equal 20,3 and 23 m. The bottom level of the bridge is at +6,0 m and the top level at +10 m. The complex of the technology pipes is under bottom level. The total width of bridge is 5 672 mm and the height is 7 260 mm. The principal longitudinal beams are made from the steel profile I and 2U. The transversal beams are from the I profiles. The bridge is supported by columns from I profiles at modulus 4,7 m. The horizontal bracing system is made from 2L profiles at bottom and top level of bridge. The support structures of the technology pipes is from the 2T profiles. The roof panel of BDP are putting on steel profile panels type VSZ.

Model	Mode X		Mode Y		Mode Z	
	Frequency [Hz]	Mass fract. [%]	Frequency [Hz]	Mass fract. [%]	Frequency [Hz]	Mass fract. [%]
Original	3.89	54,10	1,81	39,69	7,37	6,71

Tab. 2: Modal characteristics of the bridge

The FEM model was set up by link, beam and shell elements in program ANSYS [11]. This model has 5858 elements and 4876 nodes. The comparisons of the modal characteristics are presented in the Table 2. The structure of the bridge is sensitive to the excitation in the direction Y (Figure 3).


Fig. 2: The computational model of the steel bridge and the support system



Fig. 3: The mode shape in direction Y for  $f_1 = 1,809$  Hz

# 7 RECAPITULATION OF THE NUMERICAL ANALYSIS

The elements of the bridge steel structure were designed in accordance of the Eurocode requirements described below. The results from the design check of the deterministic analysis are shown in Table 3. There are described the safety level of the critical elements of the bridge structures with the support in accordance of the Eurocode [1].

Load case	Capacity ratio of Bridge Elements [%]				
	Column	Longitudinal Beam	Cross Beam	Bracing	
Extreme wind	65,0	49,1	54,8	68,9	
Earthquake	51,7	90,3	97,7	63,8	

Tab. 3: Comparison of the design check of the original and upgraded bridge



Fig. 4 The density of the reliability function RF – bracing system

The probabilistic analysis was realized using 1000 LHS simulations in program FReET [20]. The uncertainties of the input data was considered in the form of the histograms (see Table 3). The density of the probability of the failure (Figure 4) presents the reliability function in the form of the equation (5).

## **8 CONCLUSION**

This paper presents the reliability analysis of the steel bridge support resistance due to extreme loads – wind and earthquake. The extreme loads were defined for mean return period equal to one per 104 years in accordance of the IAEA requirements for NPP structures. The reliability of the original and upgraded FEM model of bridge was calculated using the deterministic and probabilistic analysis. The uncertainties of the input data – action effect and resistance were considered by the partial factors in the case of deterministic analysis and in the form of the histograms on the base of the Eurocode and JCSS. The critical elements of the structure were identified on the base of the deterministic analysis. The effect of the extreme wind was worse than earthquake SL-2 with PGA=0,15g. The probability of the bridge bracing failure was equal to  $P_f < 10^{-6}$  on the base of the LHS simulation.

#### ACKNOWLEDGEMENT

This article was created with the support of the Ministry of Education, Science, Research and Sport of the Slovak Republic within the Research and Development Operational Programme for the project "University Science Park of STU Bratislava", ITMS 26240220084, co-funded by the European Regional Development Fund.

#### REFERENCES

- [1] EN 1990 (2002), Eurocode Basis of structural design. CEN Bruxelles.
- [2] IAEA, Safety Report Series No. 28. "Seismic Evaluation of Existing Nuclear Power Plants." IAEA, Vienna, 2003.
- [3] IAEA Safety Guide 50-SG-QA6 (1995), Rev. 1, "Quality Assurance in the Design of Nuclear Power Plants".
- [4] IAEA, Safety of Nuclear Power Plants: Design, Requirements, No. NS-R-1, Vienna, 2000.
- [5] IAEA Safety Standards, Extreme external events in the design and assessment of nuclear power plants, No. IAEA-TECDOC-1341, Vienna, March 2003.
- [6] JCSS-OSTL/DIA/VROU-10-11-2000, *Probabilistic Model Code, Part 1 Basis of Design*, Working material, http://www.jcss.ethz.ch/, 2001.
- [7] KALA, J. SALAJKA, V. HRADIL, P. Measures which can be used to predict, prevent and resolve the problems of liveliness in footbridges. In *Engineering mechanics 2011*. Svratka: 2011. s. 267-271. ISBN: 978-80-87012-33-8.
- [8] KONECNY, P. & BROZOVSKY, J. & KRIVY, V. Simulation Based Reliability Assessment Method using Parallel Computing. In Proceedings of *1st International Conference on Parallel, Distributed and Grid Computing for Engineering,* Civil Comp Proceedings, 2009, issue 90, pp. 542–549 (8 p), ISSN: 1759-3433.
- [9] KOTRASOVÁ,K. LEOVEANU,I.S., KORMANÍKOVÁ, E. A Comparative Study of the Seismic Analysis of Rectangular Tanks According To EC8 and IS 1893, In *Buletinul AGIR* nr.3/2013, Julie-septembrie, p.120-125.
- [10] KRÁLIK, J. SALAJKA, V. ČADA, Z. SO 802/1-03. Communication Bridge between NPP and SO 801/1-02, Static and dynamic calculation of structures, UJV Rez, Energoprojekt Praha, 2008.
- [11] KRÁLIK, J. KRÁLIK, J. jr. Deterministic and Probabilistic Analysis of the Steel Bridge Support Resistance due to Extreme Loads, In: 10th International Scientific Conference VSU 2010. Vol.1 : Proceedings. Sofia, Bulgaria, 3.-4.6.2010. Sofia : L.Karavelov Civil Engineering Higher School Sofia, 2010. ISSN 1314-071, p.104-109.
- [12] KRÁLIK, J. Deterministic and Probabilistic Analysis of Steel Frame Bracing System Efficiency. In: *Applied Mechanics and Materials* Vol. 390 (2013), pp 172-177, © (2013) Trans Tech Publications, Switzerland, DOI 10.4028/ www.scientific.net / AMM.390.172, ISSN 1662-7482.
- [13] KRÁLIK,J. KRÁLIK,J.,jr. Deterministic and Probabilistic Analysis of Non-symmetrical Wind Effects to Symmetrical High Rise Buildings. In proc. ESREL, Reliability, Risk and Safety, Theory and Applications, CRC Press/A.Balkema Book, Taylor&Francis Group, Prague, Czech Republic, 7-10 September 2009, Vol.2, p.1393-1396.
- [14] KRÁLIK, J. Safety and Reliability of Nuclear Power Buildings in Slovakia. Earthquake Impact - Explosion. Ed. STU Bratislava, 2009, 295pp.
- [15] KRÁLIK, J. Reliability Analysis of Structures Using Stochastic Finite Element Method, Edition STU Bratislava, 2009, pp.138.
- [16] KREJSA, M. JANAS, P. and ČAJKA, R. Using DOProC Method in Structural Reliability Assessment. In.: *Applied Mechanics and Materials*, Vols. 300-301 (2013) pp 860-86, Online available since 2013/Feb/13 at www.scientific.net © (2013) Trans Tech Publications, Switzerland, doi:10.4028/www.scientific.net/ AMM.300-301.860.

- [17] KREJSA, M. Probabilistic Failure Analysis of Steel Structures Exposed to Fatigue. In: *Key Engineering Materials: Advances in Fracture and Damage Mechanics XII*. Editors: A. Milazzo and M.H. Aliabadi. Zurich, Switzerland: Trans Tech Publications, 2013, Vol. 577-578, pp. 101-104 (4 p), ISSN 1662-9795, DOI: 10.4028/www.scientific.net/KEM.577-578.101.
- [18] MELCER, J. Technical Sesmicity Around Bridge Structures, In proc. New Trends in Statics and Dynamics of Buildings, STU Bratislava, October 24-25.2002, Bratislava, pp.209-212, ISBN 80-227-1790-8.
- [19] MELCHERS, R.E. Structural Reliability: Analysis and Prediction, John Wiley & Sons, Chichester, 1999, U.K.
- [20] NOVÁK, D. BERGMEISTER, K. PUKL, R. ČERVENKA, V., Structural assessment and reliability analysis for existing engineering structures, theoretical background. *Structure and infrastructure engineering*, roč. 9, č. 2, 2009, s. 267-275.
- [21] NUREG-1150. Severe Accident Risks: An Assessment for Five US Nuclear Power Plants, Summary Report, Final Summary Report, NUREG-1150, Vol.1 and 2, December 1990.
- [22] SALAJKA, V. HRADIL, P. KALA, J. Assess of the Nuclear Power Plant Structures Residual Life and Earthquake Resistance, In: *Applied Mechanics and Materials* (Volumes 284 - 287), p. 1247-1250, Trans Tech Publications, Switzerland, DOI: 10.4028/www.scientific.net /AMM.284-287.1247, January, 2013.

#### **Reviewers:**

Doc. Ing. Pustka David, Ph.D., Department of Building Structures, Faculty of Civil Engineering, VŠB-Technical University of Ostrava. Czech Republic.

Doc. Ing. Michal Tomko, PhD., Department of Structural Mechanics, Faculty of Civil Engineering, Technical University of Košice. Slovakia.

číslo 2, rok 2014, ročník XIV, řada stavební

článek č. 10

# Lenka LAUSOVÁ<sup>1</sup>, Pavlína MATEČKOVÁ<sup>2</sup>, Iveta SKOTNICOVÁ<sup>3</sup>

## EXPERIMENTÁLNÍ A NUMERICKÁ ANALÝZA OCELOVÉ RÁMOVÉ KONSTRUKCE ZATÍŽENÉ VYSOKOU TEPLOTOU

# EXPERIMENTAL AND NUMERICAL ANALYSIS OF STEEL FRAME STRUCTURE EXPOSED TO HIGH TEMPERATURE

#### Abstrakt

Požárem zatížené konstrukce, u kterých je vazbami v podporách zabráněno teplotním dilatacím, je třeba počítat podle základních zásad mechaniky při respektování vlivu rostoucí teploty na konstrukci a také jejího vlivu na proměnné hodnoty materiálových vlastností v čase požáru. V příspěvku jsou vyhodnoceny a porovnány výsledky experimentu zaměřeného na ověření chování staticky neurčité ocelové rámové konstrukce vystavené vysoké teplotě s výsledky numerické simulace metodou konečných prvků v programu ANSYS.

#### Klíčová slova

Ocelová rámová konstrukce, požár, teplotní analýza, experiment, numerické modelování.

#### Abstract

Structures exposed to fire loading, where supports prevent thermal expansions, must be calculated according to the basic principles of mechanics while respecting the effect of rising temperature on the structure and its effect on the value of variable material properties at the time of fire. The paper analyzed and compared results of the experiment aimed to verify the behavior of statically indeterminate steel frame exposed to high temperature and numerical modelling using finite element method in the ANSYS software.

#### Keywords

Steel frame structure, fire, thermal analysis, experiment, numerical modelling.

# 1 ÚVOD

Staticky neurčité konstrukce zatížené požárem je třeba řešit podle základních zásad mechaniky při respektování vlivu rostoucí teploty na konstrukci a také jejího vlivu na proměnné hodnoty materiálových vlastností oceli v čase požáru. Je-li u staticky neurčitých konstrukcí vazbami v podporách zabráněno teplotní dilataci, vznikají vlivem teplotního zatížení v konstrukci vnitřní síly a napětí. V těchto případech nelze použít zjednodušené výpočetní postupy podle současně platné

<sup>&</sup>lt;sup>1</sup> Ing. Lenka Lausová, Ph.D., 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.

<sup>&</sup>lt;sup>2</sup> 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.

<sup>&</sup>lt;sup>3</sup> Ing. Iveta Skotnicová, Ph.D., Katedra prostředí staveb a TZB, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava-Poruba, tel.: (+420) 597 321 957, e-mail: iveta.skotnicova@vsb.cz.

normy EN1993-1-2 pro navrhování ocelových konstrukcí na účinky požáru [1, 2, 3, 4]. Nelze také zanedbat nerovnoměrné rozložení teploty po výšce průřezu jako u prvků, neboť nerovnoměrná teplota způsobí přídavné ohybové momenty na konstrukci [2, 3, 4, 5] a ovlivní napěťově-deformační stav celé konstrukce.

# **2** EXPERIMENT

V tepelně technické komoře na Fakultě bezpečnostního inženýrství VŠB-TU Ostrava proběhla v roce 2012 teplotní měření a také měření poměrných deformací staticky neurčité nechráněné ocelové rámové konstrukce zatížené požárem [6], jejíž schéma je zobrazeno na Obr. 1.



Obr. 1: Schéma ocelové rámové konstrukce

Cílem experimentu bylo:

- na základě výsledků měření průběhů teplot a poměrných deformací vyhodnocení napěťově-deformačního stavu konstrukce zatížené rostoucí teplotou,
- porovnání výsledků experimentu s výsledky numerické simulace metodou konečných prvků v programovém systému ANSYS.

Ocelová rámová konstrukce čtvercového uzavřeného průřezu 50/4 a materiálu FE360/S235 byla vetknutá do betonového pásu. Vedle teplotního zatížení působilo na konstrukci také mechanické zatížení o hodnotě q = 0.6 kNm<sup>-1</sup>, které bylo vyvozeno shora betonovým nosníkem (Obr. 2). Tento typ zatížení byl zvolen z důvodu vyvození nerovnoměrného oteplení po výšce průřezu příčle.



Obr. 2: Příprava rámové konstrukce pro experiment

Teplotní zatížení může velmi ovlivnit deformační a napjatostní stav konstrukce a proto je velmi důležité pro statický výpočet znát přesné rozložení teploty v průřezu. Z tohoto důvodu bylo součástí experimentálního pokusu také sledování průběhů teplot ve stropní konstrukci nad rámovou příčlí, jejíž skladba je vidět na Obr. 3 (vpravo). Získané hodnoty z teplotního a tenzometrického

měření jsou graficky porovnány s výsledky numerického modelování stavební konstrukce na obrázcích 4 a 5.

#### 2.1 Teplotní měření

V průběhu experimentu byly teploty snímány plášťovými termočlánky typu K průměru 1 mm umístěnými na konstrukci i v prostoru komory. Průměrná teplota plynu prostředí a teploty z vybraných míst na rámu jsou zobrazeny v grafu na Obr. 3. Z grafu je zřejmé, že teplota v horních vláknech příčle (místo T2-horní vlákna) byla nižší než teplota v ostatních měřených místech na konstrukci (T1-T4 spodní/vnitřní ohřívaná strana rámu), což bylo způsobeno tepelnou ztrátou na horním povrchu konstrukce do relativně studenější betonové desky. Naměřená teplota na spodní hraně příčle je ve srovnání s teplotou na sloupech nižší, což je způsobeno ochlazováním příčle stropní konstrukcí. Tento rozdíl teplot však není tak výrazný jako je rozdíl mezi teplotou v horní a spodní části příčle. V [4] je uvedeno, že rozdíl mezi horní a spodní pásnicí může činit až 120 °C, v tomto případě rozdíl činil v prvních pěti minutách experimentu až 140 °C, což způsobilo velký nárůst ohybových momentů a normálového napětí v rámových rozích testovaného rámu.

Kromě teploty plynu v technické komoře a teplot na ocelové konstrukci byla měřena také teplota ve dvou řezech stropní konstrukce nad betonovým nosníkem, jejíž skladba je zobrazena na obrázku 3 (vpravo). Horní část se skládala ze dvou kusů protipožárních sádrokartonových desek GKF tl. 2 x 12,5 mm, minerálně vláknité desky (tepelná izolace Rockwool) tl. 50 mm, která byla položena na betonovou PZD desku tl. 90 mm uloženou na horní pásnici ocelového rámu. Teplotní čidla byla umístěna ve dvou profilech stropní konstrukce - v místě ocelového rámu (řez 1) a v místě mimo ocelový rám (řez 2) viz Obr. 3 (vpravo).





#### 2.2 Měření poměrných deformací

Poměrné deformace byly snímány ve dvou místech čtyřmi speciálními tenzometry LZE-NC-W250G-120/2M, které jsou určeny pro měření poměrných deformací až do 1200 °C. Snímače byly umístěny v místech T2 a T4 podle Obr. 1:

- měřící místo T2 rámový roh, měřeno na spodní hraně příčle,
- měřící místo T4 vnitřní strana sloupu v místě uložení rámu do základu.

# 3 NUMERICKÉ ŘEŠENÍ

Experimentem získané teploty v příčných řezech 1 a 2 a získané hodnoty poměrných deformací  $\varepsilon$  z experimentu jsou porovnány numerickým modelováním metodou konečných prvků ve výpočetním prostředí ANSYS, rám je vyhodnocen do teploty 700 °C na základě fyzikálně a geometricky nelineárního řešení.

V případě návaznosti statické a teplotní úlohy se jedná o tzv. sdruženou úlohu, kdy je třeba nejprve určit teplotní pole v dané oblasti a poté odpovídající napjatost, vzniklou omezenými teplotními dilatacemi. V obou případech se s výhodou používá stejná síť konečných prvků pro řešení obou navazujících problémů.

Model rámu je vytvořen pomocí objemových konečných prvků typu SOLID45 a skořepinových konečných prvků SHELL63, kterým v teplotní analýze odpovídají prvky SOLID70 a SHELL57.

Potřebné tepelné i mechanické charakteristiky materiálů oceli a stropní konstrukce (součinitelé tepelné vodivosti, měrná tepelná kapacita, modul pružnosti oceli, součinitel teplotní roztažnosti oceli) jsou do výpočtů zaváděny jako funkce teploty.

#### 3.1 Určení teploty v konstrukci numerickým modelováním

Počáteční okrajové podmínky jsou uvažovány ve výpočtu hodnotou 21 °C (naměřená počáteční teplota celé konstrukce). Povrchové teploty konstrukce jsou zadány přímo na uzly a odpovídají naměřeným hodnotám podle Obr. 3 (vlevo) (Dirichletovy okrajové podmínky [7,8]).



Obr. 4: Teplotní pole ve 33. minutě experimentu (vlevo), teplota v řezu 1 v čase 33 minut trvání experimentu (vpravo)

Na Obr. 4 (vlevo) je zobrazeno rozložení teplotního pole ve 33. minutě trvání experimentu, které je výsledkem numerické simulace v ANSYSu. Na Obr. 4 (vpravo) je uveden průběh teplot v příčném řezu 1 získaný měřením a numerickým výpočtem, z obrázku je patrná shoda v naměřených a vypočtených teplotách. Vyšší naměřené teploty vychází v místě napojení betonové desky a tepelné izolace, což může být způsobeno netěsnostmi mezi vrstvami, které umožnily přístup horkého plynu do konstrukce, nebo mezerou mezi deformovanou příčlí rámu a stropní konstrukcí.

## 3.2 Výpočet poměrných deformací

Pro případ zatížení konstrukce nerovnoměrnou změnou teploty je úloha řešena jako sdružená v termální a statické analýze v ANSYSu. V termální analýze je dosaženo rozložení teploty v průřezu a ve statické analýze je vyřešen deformačně-napjatostní stav konstrukce.

V prvním kroku výpočtu je zadáno mechanické zatížení vlastní tíhou a betonovou deskou, stejně jako je tomu ve skutečnosti. Poté je konstrukce v teplotní analýze zatížena teplotou z prvního časového kroku. Po určení rozložení teploty v průřezu je tímto teplotním polem konstrukce zatížena a řešena ve statické analýze. Následují další kroky teplotní a následně statické analýzy. V teplotní analýze je konstrukce vždy zatížena celkovou teplotou v daném čase, neboť je zapotřebí počítat s redukcemi materiálu pro danou teplotu. Ve statické analýze je konstrukce zatížena teplotním přírůstkem v dílčím kroku. Tím je dosaženo požadovaného výsledku fyzikálně a geometricky nelineárního chování konstrukce, neboť teplotní zatížení jsou v krocích zadávána na deformovanou konstrukci z předchozího kroku za současné změny všech potřebných tepelných i mechanických vlastností materiálu vlivem celkové teploty v průřezu.

### 3.3 Výsledky

Výsledkem řešení této sdružené úlohy numerickým modelováním v ANSYSu jsou hodnoty poměrných deformací, normálových napětí a uzlových posunutí a pootočení na modelu konstrukce od teplotního a silového zatížení v čase experimentu v místech T2 a T4.

Vyhodnocení experimentu spočívá v porovnání naměřených poměrných deformací s deformacemi získanými numerickou simulací v ANSYSu. Srovnání naměřených poměrných deformací s numerickým modelem v místech T2 a T4 je zobrazeno na obrázku 5. Výsledky z numerického modelování vykazují dobrou shodu s naměřenými hodnotami. Z počátku experimentu byly naměřeny v rámovém rohu T2 záporné poměrné deformace (Obr. 5 vlevo), které se okolo 4. minuty změnily na kladné. Tento průběh odpovídá poměrným deformacím a jim odpovídajícím normálovým napětím napětím v rámových rozích, jak je zřejmé také z obrázku 7.



Obr. 5: Poměrné deformace v místě T2 (vlevo) a T4 (vpravo)

Vývoj průběhu poměrných deformací v T2 je pravděpodobně způsoben velmi rychlým ohřevem rámu během prvních pěti minut experimentu a také velkým rozdílem teplot mezi horními a spodními vlákny v průřezu příčle při současně nízké hodnotě rovnoměrné teploty. Měření i numerický model potvrzují toto chování ocelové konstrukce. Podle [3] právě v raných stádiích požáru může dojít ke vzniku plastických kloubů.

Ve druhém měřícím místě T4 v místě vetknutí poměrné deformace narůstaly během experimentu pozvolna viz Obr. 5 (vpravo), pro dosažení pomalého nárůstu deformací byla použita termální analýza pro určení rozložení teploty v průřezu v místě izolovaného betonového základu. Deformovaný stav konstrukce a normálová napětí z průběhu experimentu jsou zobrazeny na obrázcích 6 a 7.





Obr. 7: Normálová napětí ve 4. minutě experimentu (vlevo) a v 7. minutě experimentu (vpravo)

# 4 ZÁVĚR

Analýzou ocelové staticky neurčité rámové konstrukce zatížené vysokou teplotou se prokázal vliv nerovnoměrného teplotního zatížení na napěťově-deformační stav ocelové konstrukce zejména v počátcích požáru. Vliv nerovnoměrného oteplení průřezu při současně relativně nízké celkové teplotě může rozhodnout o dalším průběhu deformací (resp. napětí). V dalších minutách požáru se tento vliv už nemusí projevit, jelikož při rostoucí teplotě podíl nerovnoměrného rozdělení teploty ztrácí na významu, a také vlivem rostoucí teploty klesá modul pružnosti v tahu a tím také klesají normálová napětí. Srovnáním experimentálních výsledků a výsledků z programu ANSYS bylo ověřeno, že numerické modelování metodou konečných prvků je vhodný nástroj pro analýzu nestacionárního teplotního pole a statickou analýzu konstrukcí zatížených požárem. Pro validaci výsledků numerické analýzy by bylo vhodné provést ověření průběhů deformací měřením i v jiných místech zkoumané rámové konstrukce případně na konstrukci jiného statického systému.

# PODĚKOVÁNÍ

Projekt byl realizován za finanční podpory ze státních prostředků v rámci schváleného Specifického výzkumu SP2012/100 a finančního přispění projektu Koncepčního rozvoje vědy a výzkumu Fakulty stavební VŠB-TU Ostrava 2014.

## LITERATURA

- [1] KUČERA, P., ČESELSKÁ, T. & MATEČKOVÁ, P. *Požární odolnost stavebních konstrukcí*. Vydavatelství SPBI, Ostrava, 2010. (176~s). ISBN 978-80-7385-094-4.
- [2] BUCHANAN, A., H. *Structural design for fire safety*. John Wiley & Sons Ltd, England, 2003, ISBN 0-471-89060-X.
- [3] Handbook 5. *Design of buildings for the fire situation*. Date: 2005. Book by Leonardo da Vinci Pilot Project CZ/02/B/F/PP-134007.
- [4] WALD, F. & kolektiv. *Výpočet požární odolnosti stavebních konstrukcí*. Praha: ČVUT, 2005. 336 pp. ISBN 80-01-03157-8.
- [5] 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). Estoril Portugal, Date: 2006, 1-3, pages 2081-2086. ISBN 0-415-41620-5.
- [6] LAUSOVÁ, L. & KREJSA, M. Experimentální testování ocelové konstrukce za požáru. Sborník vědeckých prací VŠB-TUO, řada stavební. 2012, roč. 12, č. 2, s. 261-268. ISSN 1213-1962.
- [7] MICHALCOVÁ, V., KUZNĚTSOV, S. & POSPÍŠIL, S. Models of load on buildings from the effects of the flow field. *Transactions of the VŠB - Technical University of Ostrava: Construction Series* [online]. Warsaw, Poland: Versita, 2013, Vol. 13, Issue 2, pp. 91-97 (7 pp). ISSN 1804-4824 (Online); ISSN 1213-1962 (Print). DOI: 10.2478/tvsb-2013-0014.
- [8] SKOTNICOVÁ, I., LAUSOVÁ, L., BROŽOVSKÝ, J. Dynamic heat transfer through the external wall of a timber structure. Applied Mechanics and Materials. Volume 617, 2014, Pages 162-166. 6th International Scientific Conference on Dynamic of Civil Engineering and Transport Structures and Wind Engineering, DYN-WIND 2014; DOI: 10.4028/www.scientific.net/AMM.617.162.

## **Oponentní posudek vypracoval:**

Prof. Ing. Juraj Králik, PhD., Katedra stavebnej mechaniky, Stavebná fakulta, STU v Bratislave. Ing. Petr Kučera, Ph.D., Katedra požární ochrany, Fakulta bezpečnostního inženýrství, VŠB-TU Ostrava. Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské - Technické univerzity Ostrava

číslo 2, rok 2014, ročník XIV, řada stavební

článek č. 11

#### Maciej MAJOR<sup>1</sup>, Izabela MAJOR<sup>2</sup>

#### COMPUTER AIDED DESIGN – COMPARATIVE ANALYSIS OF WIDELY AVAILABLE SOFTWARE WITH ANALYTICAL METHOD

#### Abstract

In this article a comparative analysis was performed between analytical method and widely available computer programs employed in beam design like: ADINA, Robot Structural Analysis, Intersoft R2D2 and RM-WIN. In the analysis a simple case of a simply supported beam and uniformly distributed load over the length of the span was assumed. The conclusions from analysis are presented at the end of the study.

# Keywords

Aided design, beam, computer applications.

## **1 INTRODUCTION**

Computer structures design is an element which makes structure designing easier and faster. Nowadays an engineer does not need to do laborious calculations with help of calculator because computer software can be used. In this article the vertical displacement problem is presented by means of comparing analytical method and widely used and available beam design software. The comparison concerns a simple case of a simply supported beam with continuous load over the span length. For two dimension analysis the following programs ADINA, Autodesk Robot Structural Analysis, Intersoft R2D2 and RM-WIN are used. The first two applications enabled three dimensional analysis (3D).

ADINA – Automatic Dynamic Incremental Nonlinear Analysis – is a tool which enables mainly tension and solid body deformations analysis. This software also allows to analyze fluid and gases flow velocity, pressure, tension and deformation of environment where fluid or gas is being set (for example pipes) [1]. Moreover analysis of linear or nonlinear material [2, 3], dynamics, thermal conductivity and wave propagation can be done and many other calculations. Software environment allows to work both on two and three dimensions.

For calculations only Finite Element Method is used [4, 5]. This program does not have a predefined profiles module or endurance analysis module – an engineer needs to estimate whether the given structure will be enough enduring.

Autodesk ROBOT Structural Analysis – is a tool commonly used by constructor engineers. This software has extensive interface which allows to analyze two and three dimensional beam, plate (see [6]) and solid blocks. The software environment also provides statics, dynamics, modal, construction efforts and linear or non-linear materials analysis by means of finite element method. There are many other modules easily calculating and saving time such as typical trusses, frames, surfaces or solid structures, foundations, beams, reinforced concrete slabs, parameterized structures

<sup>&</sup>lt;sup>1</sup> Maciej Major, Ph.D., Faculty of Civil Engineering, Czestochowa University of Technology, ul. Akademicka 3, 42-200 Częstochowa, Poland, e-mail: mmajor@pcz.czest.pl.

<sup>&</sup>lt;sup>2</sup> Izabela Major, Ph.D., Faculty of Civil Engineering, Czestochowa University of Technology, ul. Akademicka 3, 42-200 Częstochowa, Poland, e-mail: admin@major.strefa.pl.

and more. The program is not complicated but requires some practice and experience from a user to design complex structures.

Intersoft R2D2 – program for any static beam scheme analyzing only in two dimension environment. With this tool the following analysis can be taken: statics analysis of construction or beams endurance under load. It is worth noticing that beams endurance analysis requires installing additional modules - it is not enough to have a standard version of the program to provide this type of calculations.

RM-WIN – it is also an application for analyzing beam in two-dimensional environment (2D). With that program any static beam scheme and also beam endurance can be analyzed. That application is the easiest to control of all described programs in this article. Moreover RM-WIN is the only program that has free of charge module for non-commercial usage.

#### **2** CALCULATION ASSUMPTIONS

For the analysis a naturally supported steel beam with a square cross-section was chosen. Over the span length there was continuous load, noted as q (Fig. 1). The following material data (Young modulus and Poisson's ratio) were implemented for steel:

$$E = 210 \text{ GPa}$$
  
 $v = 0.30$  (1)

dimensions and beam load

L = 4.00 m a = 0.10 m (2) b = 0.10 mq = 2.00 kN/m

The beam's self-weight is omitted in further considerations.



Fig. 1: Geometry of the beam being analyzed. All dimensions are given in [m]

## **3** ANALYTICAL METHOD

In the analytical calculations Clebsch method is used. Reactions in both beam ends are (see [7])

$$V_{A} = V_{B} = \frac{qL}{2}$$
(3)

The differential equation has the form of

$$EJw'' = -M(x) \tag{4}$$

where

$$M(x) = V_A \cdot x - q \cdot x \cdot \frac{x}{2}$$
(5)

having substituted (5) to (4) we obtain

$$EJw'' = -V_A \cdot x + \frac{qx^2}{2}$$
(6)

Having integrated twice we get

$$EJw' = C - \frac{V_A x^2}{2} + \frac{qx^3}{6}$$
$$EJw = D + Cx - \frac{V_A x^3}{6} + \frac{qx^4}{24}$$
(7)

Integral constants are determined from boundary conditions (after substituting (3))

$$w(0) = 0 \longrightarrow D = 0$$
  

$$w(L) = 0 \longrightarrow C = \frac{qL^3}{24}$$
(8)

Taking into account integral constants in equation (8) and x = L/2 in equation (7) we obtain final beam displacement equation as

$$w = \frac{5qL^4}{384EJ}$$
(9)

By substituting the given value and numerical values presented at (1) and (2) and  $I = ab^3/12$ , into the above equation (9) the mid-span vertical displacement value is obtained (point C at Fig. 1)

$$w = 0.00381 m$$
 (10)

## **4 COMPUTER AIDED DESIGN**

At first in two dimension environment (2D) a simply supported beam under a uniform load was modeled. At Fig. 2 final results for ADINA program are shown. The extreme value of vertical displacement for the mentioned beam is at 0.003810 m.



Fig. 2: Simply supported beam in 2D environment - ADINA program

The second examined program is Autodesk ROBOT Structural Analysis. In this case the extreme value of mid-span vertical displacement is 0.00381 m (Fig. 3)





Having declared a beam in Intersoft R2D2 program, the value of vertical displacement given by the program is identical to the previous two examples (Fig. 4)



Fig. 4: Simply supported beam in 2D environment - Intersoft R2D2 program

The last application which was used for two-dimensional (2D) analysis is RM-WIN. As it was expected also in this case the value of displacement is 0.0038 m (Fig. 5).

Deformation of t	he rod No. 1	×
W: -0,0038 m V : 0,0000 m Fi: 0,000 deg		1
L/f: 2440,27		н
Location: x: 2,000 s/L: 1,000 Jump 0,100	A Q	
Dimension: X	2,00	J
	Extreme <u>±</u> Close	

Fig. 5: Simply supported beam in 2D environment - RM-WIN program



Fig. 6: Spatially modeled beam with continuous load (surface divided in half at length dimension) – ADINA program



Fig. 7: Spatially modeled beam with pressure load at the top surface - ADINA program

The three-dimensional analysis was done with ADINA and ROBOT application. In ADINA application two types of loading (Fig. 6 and Fig. 7) were taken into account and the extreme value of vertical displacement equal to 0.003472 m was obtained.

In Autodesk ROBOT Structural Analysis results were obtained for a beam declared as solid block (Fig. 8). The mid-span vertical displacement was 0.003801 m.



Fig. 8: Spatially modeled beam - ROBOT program

In ROBOT program there is a possibility to define a computation model as panel (surface). In such a scheme the results of vertical displacement are shown in Fig. 9. In this case the extreme value of vertical displacement equals 0.003816 m.



Fig. 9: Result for panel (surface) in ROBOT program. Positive and negative values are associated with local coordinate system for each panel

## **5** CONCLUSIONS

The analysis carried out in the above mentioned computer programs for simply supported beam with continuous load prove that beam modeled in two dimensional environment have identical results – vertical displacement values correspond the values obtained by analytical method. In case of finite element method used to calculate two dimension beam in ADINA program the vertical displacement value was equal to that achieved by analytical method. In this case the beam was divided into 0.02 m sections each. With higher density of finite element on the net the results do not change, but in case of a less density net some discrepancy in results may appear. Summing up it can be stated that in case of two dimension (2D) analysis of vertical displacement in all four programs the results are the same and are equal to those in the analytical method. In case of three dimension analysis in ADINA program (Fig. 6 and Fig. 7) the differences are at tenth of millimeter and the error compared to analytical calculations have the value of

$$\operatorname{Err}_{\operatorname{ADINA}} = \left| \frac{0.003810 - 0.003472}{0.003809} \right| = 8.87\%$$
(11)

In case of ROBOT program (Fig. 8 and Fig. 9) the differences in results appear at hundredth of millimeter and the errors compared to analytical calculations are:

• for solid block

$$\operatorname{Err}_{\operatorname{ROBOT}} = \left| \frac{0.003810 - 0.003801}{0.003810} \right| = 0.24\%$$
(12)

• for panel (surface)

$$\operatorname{Err}_{\operatorname{ROBOT}} = \left| \frac{0.003810 - 0.003816}{0.003810} \right| = 0.16\%$$
(13)

While there is conformity of results in two dimensional (2D) beam design with analytical calculations then in three dimensional (3D) design some discrepancy has occurred. Finite element method is currently the most commonly used one and most helpful to solve some complex design problems with, especially when it is either impossible to make use of other methods or time-consuming or burdened with the error risk. On the basis of the comparative analysis it can be seen that Autodesk ROBOT Structural Analysis managed much better than ADINA despite the fact that the same MES net in both examples was set (cubes with 0.02 m long sides). It is important that applying the net consisting of tetrahedrons makes a structure more rigid and the results are far different from the values obtained in the analytical method. Summing up it can be stated that the indisputable advantage of program calculations is its high efficiency involving significant time reduction for simple and complex structures. However, proper calculations depend on the program being used and the engineer's skills.

#### REFERENCES

- [1] BATHE, K.J., LARSSON, G. The ADINA system in engineering practice, *Finite Elements in Analysis and Design*, Volume 2, Issues 1–2, April 1986, Pages 41–60, ISSN: 0168874X
- [2] HARIRIAN, M., CARDOSO, J.B., & ARORA, J.S. Use of ADINA for design optimization of nonlinear structures, *Computers and Structures*, Volume 26, Issue 1-2, 1987, Pages 123-133, ISSN: 00457949.
- [3] MAJOR, M. *Modelowanie zjawisk falowych w hipersprężystym materiale Zahorskiego*, Wyd. Politechniki Częstochowskiej, Częstochowa 2013, 188 p. ISBN 978-83-7193-600-5.
- [4] BATHE, K.J. *Nonlinear finite element analysis and ADINA*. Mechanics Research Communications, Volume 12, Issue 6, November 1985, Page 346, ISSN: 00936413.
- [5] BATHE, K.J. Finite elements in CAD and ADINA, *Nuclear Engineering and Design*, Volume 98, Issue 1, 1986, pp. 57-67, ISSN: 00295493
- [6] KURZAK, L., MAJOR, M. & MAJOR, I. Computer-Aided Design Using Programs ROBOT and ADINA - Comparison. LEHOCKA, D., CARACH, J., KNAPCIKOVA, L., HLOCH, S. In: 5th International Scientific and Expert Conference of the International TEAM Society. Presov: 2013, pp. 146-149, ISSN 1847-9065.
- [7] MAJOR, M. and MAJOR, I. Zagadnienia z mechaniki ogólnej rozwiązywane MATHCAD-em. Cz. I. Statyka. Wyd. P.Cz., Częstochowa 2005, 109 p. ISBN 83-7193-281-2.

#### **Reviewers:**

Ing. Mikolášek David, Ph.D., Department of Structural Mechanics, Faculty of Civil Engineering, VŠB-Technical University of Ostrava. Czech Republic.

Ing. Aleš Nevařil, Ph.D., Institute of Structural Mechanics, Faculty of Civil Engineering, Brno University of Technology. Czech Republic.

číslo 2, rok 2014, ročník XIV, řada stavební

článek č. 12

#### Maciej MAJOR<sup>1</sup>, Izabela MAJOR<sup>2</sup>, Judyta RÓŻYCKA<sup>3</sup>,

# COEFFICIENTS OF REFLECTION AND TRANSMISSION OF TRANSVERSE AND LONGITUDINAL ACOUSTIC WAVE IN THE BLATZ-KO MATERIAL

#### Abstract

The purpose of this paper is to analyze the propagation of transverse and longitudinal acoustic wave in a composite made of hyperelastic Blatz-Ko material. Composite consists of a homogeneous layer of predetermined thickness d separating two infinite homogeneous material areas. In the paper it is assumed that the middle layer is filled with a homogeneous rubber (f=1), whereas the external areas with foam rubber (f=0). The final effect of paper are graphs of coefficients reflection of transverse and longitudinal acoustic wave, propagating in this composite.

#### Keywords

Acoustic wave, the layer composite, Blatz-Ko material, hyperelastic material.

## **1 INTRODUCTION**

In the paper is considered longitudinal and lateral acoustic wave propagated in the layer composite. The composite is made from the transition layer of a thickness d filled by a homogeneous rubber (f=1) and external homogeneous material areas 0 and 2, filled by foam rubber (f=0). In the end of the paper are graphs of coefficients of transmission and reflection of transverse and longitudinal acoustic wave dependent on the parameter of initial deformation  $\lambda$  for the selected frequency  $\omega$ . The analysis of discussed harmonic wave are based on the work [1], assuming the maximal value in the range of Poisson's ratio according to work [2]  $\nu=0.493$ . Constant value of Poisson's ratio for infinitesimal deformation of foam rubber was assumed as  $\nu=0.25$ .



Fig. 1: Rubber composite consisting of the transition layer (homogeneous rubber) separating the two infinite material areas (foam rubber)

<sup>&</sup>lt;sup>1</sup> Maciej Major, Ph.D., Department of Technical Mechanics, Faculty of Civil Engineering, Czestochowa University of Technology, ul. Akademicka 3, 42-200 Częstochowa, Poland, e-mail: mmajor@bud.pcz.czest.pl.

<sup>&</sup>lt;sup>2</sup> Izabela Major, Ph.D., Department of Technical Mechanics, Faculty of Civil Engineering, Czestochowa University of Technology, ul. Akademicka 3, 42-200 Częstochowa, Poland, e-mail: admin@major.strefa.pl.

<sup>&</sup>lt;sup>3</sup> Ing. Judyta Różycka, Department of Technical Mechanics, Faculty of Civil Engineering, Czestochowa University of Technology, ul. Akademicka 3, 42-200 Częstochowa, Poland, e-mail: judyta.niemiro@wp.pl.

#### 2 BLATZ-KO MATERIAL

The Blatz-Ko models for rubber have been extensively used to describe the behaviour of compressible isotropic hyperelastic materials undergoing finite deformations (see [3,4,5]).

Composite considered in the paper was composed of hyperelastic material with Blatz-Ko potential [6,7]:

$$W(I_1, I_2, I_3) = \frac{\mu f}{2} \left\{ I_1 - 3 + \frac{1 - 2\nu}{\nu} \left[ I_3^{\frac{-\nu}{1 - 2\nu}} - 1 \right] \right\} + \frac{\mu(1 - f)}{2} \left\{ \frac{I_2}{I_3} - 3 + \frac{1 - 2\nu}{\nu} \left[ I_3^{\frac{-\nu}{1 - 2\nu}} - 1 \right] \right\}$$
(1)

where: I<sub>1</sub>, I<sub>2</sub>, I<sub>3</sub> - invariants of the left Cauchy Green deformation tensor [8],  $\mu$ - shear modulus [MPa],  $\nu$ - Poisson ratio (relating to infinitesimal deformation). The value of the parameter *f* describing the share of pores in material is in the range  $0 \le f \le 1$ . Special attention was devoted to two models of the material, when *f*=0 (foam rubber) and *f*=1 (homogeneous rubber) in the literature for which the equation (1) reduces to the following form [2]:

when *f*=0 (foamed rubber):

$$W(I_2, I_3) = \frac{\mu}{2} \left\{ \frac{I_2}{I_3} - 3 + \frac{1 - 2\nu}{\nu} \left[ I_3^{\frac{\nu}{1 - 2\nu}} - 1 \right] \right\}$$
(2)

when *f*=1 (homogenous rubber):

$$W(I_2, I_3) = \frac{\mu}{2} \left\{ \frac{I_2}{I_3} - 3 + \frac{1 - 2\nu}{\nu} \left[ I_3^{\frac{\nu}{1 - 2\nu}} - 1 \right] \right\}$$
(3)

## **3** THE BASIC EQUATIONS DESCRIBING THE PROPAGATION OF LONGITUDINAL AND TRANSVERSE ACOUSTIC WAVES IN A LAYERED COMPOSITE

It was assumed that the motion associated with the propagation of a plane wave accept the form [1]:

$$x_{1} = \lambda_{1}^{(k)} X'_{1} + u_{1}^{(k)} (X, t), x_{2} = \lambda_{2}^{(k)} X'_{2}, x_{3} = \lambda_{3}^{(k)} X'_{3} + u_{3}^{(k)} (X, t)$$
(4)

where:  $X'_1, X'_2, X'_3$  - the coordinates of the material, upper index (*k*) is a variable defined in the layer *k*, whereas  $\lambda_1^{(k)}, \lambda_2^{(k)}, \lambda_3^{(k)}$ . the main elongations of the static homogeneous initial deformation in the area *k*. Layout of equations of motion is reduced to two non-conjugated wave equations for the foamed and homogenous rubber [1]:

$$u_{1,11}^{(k)} = \frac{1}{c_k^2} \ddot{\mathbf{u}}_1^{(k)}, \ u_{3,11}^{(k)} = \frac{1}{c_k^2} \ddot{\mathbf{u}}_3^{(k)}$$
(5)

Where velocity of propagation of longitudinal waves for foamed rubber (f=0) and homogenous rubber (f=1) are [1]:

$$c_k^2 = \frac{\mu}{\rho_R^{(k)}} \left[ 3\lambda_1^{-4} + \frac{4\nu - 1}{1 - 2\nu} (\lambda_2, \lambda_3)^{\frac{2\nu}{1 - 2\nu}} \lambda_1^{-\frac{6\nu - 2}{1 - 2\nu}} \right]$$
(6)

$$c_k^2 = \frac{\mu}{\rho_R^{(k)}} \left[ 1 + \frac{1}{1-2\nu} (\lambda_2, \lambda_3)^{-\frac{2\nu}{1-2\nu}} \lambda_1^{-\frac{2-2\nu}{1-2\nu}} \right]$$
(7)

For the values of Poisson's ratio v=0.439 for the area 1 and v=0.25 for the area 0 and 2 we get:

$$c_{0}^{2} = \frac{3\mu_{0}}{\rho_{R}^{(0)}} \left(\lambda^{2} + \frac{\mu_{1}}{\mu_{0}} \left[\lambda^{-\frac{1486}{7}} - \lambda\right]\right)^{\frac{4}{3}}, c_{0}^{\prime 2} = \frac{\mu_{0}}{\rho_{R}^{(0)}} \lambda^{-2} \left(\lambda^{2} + \frac{\mu_{1}}{\mu_{0}} \left[\lambda^{-\frac{1486}{7}} - \lambda\right]\right)^{\frac{2}{3}}$$
(8)

$$c_1^2 = \frac{\mu_1}{\rho_R^{(1)}} \left[ 1 + 71.429\lambda^{-\frac{1493}{7}} \right], c_1'^2 = \frac{\mu_1}{\rho_R^{(1)}}$$
(9)

$$c_{2}^{2} = \frac{3\mu_{2}}{\rho_{R}^{(2)}} \left(\lambda^{2} + \frac{\mu_{1}}{\mu_{2}} \left[\lambda^{-\frac{1486}{7}} - \lambda\right]\right)^{\frac{4}{3}}, c_{2}^{\prime 2} = \frac{\mu_{2}}{\rho_{R}^{(2)}} \lambda^{-2} \left(\lambda^{2} + \frac{\mu_{1}}{\mu_{2}} \left[\lambda^{-\frac{1486}{7}} - \lambda\right]\right)^{\frac{2}{3}}$$
(10)

The density of the foamed rubber is less than the density of homogeneous rubber and may change. Analysis was based on two values of density for the foam rubber  $\rho_R^{(0)} = 0.9\rho_R^{(1)}$  and  $\rho_R^{(0)} = 0.3\rho_R^{(1)}$ , wherein the density of the homogeneous rubber:  $\rho_R^{(1)} = 911$ kg/m<sup>3</sup>.



Fig. 2: Graphs of longitudinal propagation velocity of acoustic waves in foam rubber  $(c_0)$  and homogeneous rubber  $(c_1)$ 

Velocity of propagation of transverse waves for foamed rubber (f=0) and homogenous rubber (f=1) is described by following equation [1]:

$$c_k'^2 = \frac{\mu}{\rho_R^{(k)}} \frac{1}{\lambda_1^2 \lambda_3^2}$$
(11)

$$c'_{k}^{2} = \frac{\mu}{\rho_{R}^{(k)}}$$
(12)



Fig. 3: Graphs of transverse propagation velocity of acoustic waves in foam rubber  $(c'_0)$  and homogeneous rubber  $(c'_1)$ 

For the values of Poisson's ratio v=0.439 for the area 1 and v=0.25 for the area 0 and 2 we get:

$$c'_{0}^{2} = \frac{\mu_{0}}{\rho_{R}^{(0)}} \lambda^{-2} \left( \lambda^{2} + \frac{\mu_{1}}{\mu_{0}} \left[ \lambda^{-\frac{1486}{7}} - \lambda \right] \right)^{\frac{2}{3}}$$
(13)

$$c'_{1}^{2} = \frac{\mu_{1}}{\rho_{R}^{(1)}} \tag{14}$$

2

$$c'_{2}^{2} = \frac{\mu_{2}}{\rho_{R}^{(2)}} \lambda^{-2} \left( \lambda^{2} + \frac{\mu_{1}}{\mu_{2}} \left[ \lambda^{-\frac{1486}{7}} - \lambda \right] \right)^{\frac{1}{3}}$$
(15)

It is assumed that the material k-1 in the left side of the plane  $X_0 = X_1$  is foamed rubber (f=0), and k material lying in the right side is homogenous rubber (f=1). For two adjacent layers should be considered dependence of extensions of the main deformation  $\lambda_1^{(k-1)}$ ,  $\lambda_1^{(k)}$  in the form [1]:

$$\frac{\mu_k}{\mu_{k-1}} = \frac{(\lambda_1^{(k-1)})^{\frac{4\nu_k-1-1}{1-2\nu_{k-1}}} (\lambda_2^{(k-1)})^{\frac{\nu_k-1}{1-\nu_{k-1}}} (\lambda_1^{(k-1)})^{\frac{\nu_k-1}{1-\nu_{k-1}}} (\lambda_1^{(k-1)})^{\frac{-3}{1-2\nu_k}}}{\lambda_1^{(k)} (\lambda_1^{(k)})^{\frac{-1}{1-2\nu_k}} (\lambda_2^{(k)})^{\frac{2\nu_k}{1-2\nu_k}}}$$
(16)

At admission the Poisson's ratio for foam rubber  $\nu = 0.25$  defined for infinitesimal deformation [2], and assuming that the layer on the right side of the plane (homogeneous rubber) is subjected to uniform dilatation, where  $\lambda_1^{(k)}, \lambda_2^{(k)}, \lambda_3^{(k)} = \lambda$  equation (16) takes the form [2]:

$$\lambda_{1}^{(k-1)} = \left\{ \lambda^{2} + \frac{\mu_{k}}{\mu_{k-1}} \left[ \lambda^{-\frac{4\nu_{k}+1}{1-2\nu_{k}}} - \lambda \right] \right\}^{-\frac{1}{3}}$$
(17)

After inserting the Poisson's ratio for homogeneous rubber  $v_1=0.493$  into equation (17) we obtain component of the gradient of static deformation for extrenal areas equal to:

$$\lambda_1^{(0)} = \left\{ \lambda^2 + \frac{\mu_1}{\mu_0} \left[ \lambda^{-\frac{1486}{7}} - \lambda \right] \right\}^{-\frac{1}{3}}$$
(18)

$$\lambda_1^{(2)} = \left\{ \lambda^2 + \frac{\mu_1}{\mu_2} \left[ \lambda^{-\frac{1486}{7}} - \lambda \right] \right\}^{-\frac{1}{3}}$$
(19)



Fig. 4: Graphs the relationship between the components of the deformation gradient in homogeneous and foamed rubber.

It is assumed, that the harmonic wave motion propagating in the analyzed composite in the direction perpendicular to the layers, has the form [1]:

$$u_1^{(k)}(X,t) = A_k expi\omega\left(t - \frac{X - X_k}{c_k}\right) + B_k expi\omega\left(t + \frac{X - X_k}{c_k}\right)$$
(20)

$$u_{3}^{(k)}(X,t) = A'_{k} expi\omega'\left(t - \frac{X - X_{k}}{c'_{k}}\right) + B'_{k} expi\omega\left(t + \frac{X - X_{k}}{c'_{k}}\right)$$
(21)

where:  $\omega$ ,  $\omega'$ - the frequency of longitudinal and transverse waves;  $c_k$ ,  $c'_k$  – velocity of propagation of longitudinal and transverse waves,  $A_k$ ,  $B_k$ ,  $A'_k$ ,  $B'_k$  – reciprocally incorporated amplitude of the longitudinal and transverse waves in the layer k. The relationship between the complex amplitudes of the sinusoidal waves of the longitudinal and transversal in layer k - l and k is [1]:

$$\begin{bmatrix} A_k \\ B_K \end{bmatrix} = M_k \begin{bmatrix} A_{k-1} \\ B_{k-1} \end{bmatrix}, \begin{bmatrix} A'_k \\ B'_K \end{bmatrix} = M'_k \begin{bmatrix} A'_{k-1} \\ B'_{k-1} \end{bmatrix}$$
(22)

where:

$$M_{k} = \frac{1}{2} \begin{bmatrix} (1+\kappa_{2})\exp(-i\alpha_{2}) & (1-\kappa_{2})\exp(-i\alpha_{2}) \\ (1-\kappa_{2})\exp(-i\alpha_{2}) & (1+\kappa_{2})\exp(-i\alpha_{2}) \end{bmatrix}$$
(23)

$$M'_{k} = \frac{1}{2} \begin{bmatrix} (1+\kappa'_{2})\exp(-i\alpha'_{2}) & (1-\kappa'_{2})\exp(-i\alpha'_{2}) \\ (1-\kappa'_{2})\exp(-i\alpha'_{2}) & (1+\kappa'_{2})\exp(-i\alpha'_{2}) \end{bmatrix}$$
(24)

and:

$$\kappa_{k} = \frac{\rho_{R}^{(k-1)}c_{k-1}}{\rho_{R}^{(k)}c_{k}}, \alpha_{k} = \omega \frac{X_{k} - X_{k-1}}{c_{k-1}} = \frac{\omega d_{k-1}}{c_{k-1}}$$
(25)

$$\kappa'_{k} = \frac{\rho_{R}^{(k-1)} c'_{k-1}}{\rho_{R}^{(k)} c'_{k}}, \alpha'_{k} = \omega' \frac{X_{k} - X_{k-1}}{c'_{k-1}} = \frac{\omega' d_{k-1}}{c'_{k-1}}$$
(26)

Parameter of transition matrix of longitudinal wave  $\kappa_k$ , that describes the jump surface of discontinuity in the layers of the composite for X=0 and for  $X_2=d$  after substitution of velocity propagation is:

$$\kappa_{1}(\lambda) = \frac{\rho_{R}^{(0)}c_{0}(\lambda)}{\rho_{R}^{(1)}c_{1}(\lambda)} = \left\{ 3 \frac{\rho_{R}^{(0)}\mu_{0}}{\rho_{R}^{(1)}\mu_{1}} \frac{\left(\lambda^{2} + \frac{\mu_{1}}{\mu_{0}} \left[\lambda^{-\frac{1486}{7}} - \lambda\right]\right)^{\frac{4}{3}}}{1 + 71.429\lambda^{-\frac{1493}{7}}} \right\}^{\frac{1}{2}}$$
(27)

$$\kappa_{2}(\lambda) = \frac{\rho_{R}^{(1)}c_{1}(\lambda)}{\rho_{R}^{(2)}c_{2}(\lambda)} = \left\{ \frac{1}{3} \frac{\rho_{R}^{(1)}\mu_{1}}{\rho_{R}^{(2)}\mu_{2}} \frac{1+71429\lambda^{\frac{1493}{7}}}{\left(\lambda^{2} + \frac{\mu_{1}}{\mu_{0}} \left[\lambda^{-\frac{1486}{7}} - \lambda\right]\right)^{\frac{4}{3}}} \right\}^{\frac{1}{2}}$$
(28)

1

Parameter of transition matrix of transverse wave  $\kappa'_k$ , that describes the jump surface of discontinuity in the layers of the composite for X=0 and for  $X_2=d$  after substitution of velocity propagation is:

$$\kappa'_{1}(\lambda) = \frac{\rho_{R}^{(0)}c'_{0}}{\rho_{R}^{(1)}c'_{1}} = \left\{ \frac{\rho_{R}^{(0)}\mu_{0}}{\rho_{R}^{(1)}\mu_{1}} \lambda^{-2} \left( \lambda^{2} + \frac{\mu_{1}}{\mu_{0}} \left[ \lambda^{-\frac{1486}{7}} - \lambda \right] \right)^{\frac{2}{3}} \right\}^{\frac{1}{2}}$$
(29)

$$\kappa'_{2}(\lambda) = \frac{\rho_{R}^{(1)} c'_{0}}{\rho_{R}^{(2)} c'_{1}} = \left\{ \frac{\rho_{R}^{(1)} \mu_{1}}{\rho_{R}^{(2)} \mu_{2}} \lambda^{2} \left( \lambda^{2} + \frac{\mu_{1}}{\mu_{2}} \left[ \lambda^{-\frac{1486}{7}} - \lambda \right] \right)^{-\frac{2}{3}} \right\}^{\overline{2}}$$
(30)

Assuming the same external infinite material (0 and 2), in the present case the following identity holds:  $\kappa_2 = \kappa_1^{-1}$ . According to the paper [9] in addition to the symmetry of the reflection coefficients  $r^{(0)} = r^{(2)}$  is introduced the symmetry of the transmission coefficients  $t^{(0)} = t^{(2)}$  (This

is due to symmetry of the arrangement of materials in the compositions). Coefficients of reflection  $r^{(0)}$  and transmission  $t^{(0)}$  for the transverse wave takes the form [1]:

$$r'^{(0)} = \sqrt{\frac{\left(\kappa'_1 - \kappa'_1^{-1}\right)^2 (1 - \cos 2\alpha'_2)}{8 + \left(\kappa'_1 - \kappa'_1^{-1}\right)^2 (1 - \cos 2\alpha'_2)}}$$
(31)

$$t'^{(0)} = \frac{2\sqrt{2}}{\sqrt{8 + (\kappa'_1 - \kappa'_1^{-1})^2 (1 - \cos 2\alpha'_2)}}$$
(32)



Fig. 5: Graph of the relationship of quotient impedance of adjacent layers from initial deformation of  $\lambda$ 

After inserting the two extreme values of quotient of impedance maximum  $\kappa'_k = 21.529$  and minimum  $\kappa'_k = 0.226$  (Fig. 5) (designated for proportion of density  $\frac{\rho_R^{(0)}}{\rho_R^{(1)}} = 0.3$  to formula (31) and (32) obtained the following graph:



Fig. 6: Graph of coefficients of reflection and transmission for the proportion of the density of  $\frac{\rho_R^{(0)}}{\rho_R^{(1)}} = 0.3$ 

The graph shows coefficients of the reflection and transmission of transverse wave as a function dependent from variable parameter  $\alpha'_2 = \frac{\eta'}{c'_1}$  ( $\eta'=\omega'd$ ). Similarly, after inserting the two extreme values of quotient of impedance ratio maximum  $\kappa'_k = 37.289$  and minimum  $\kappa'_k = 0.391$  (Fig. 5.), designated for proportion of density  $\frac{\rho_R^{(0)}}{\rho_R^{(1)}} = 0.9$  to formula (30) and (31) we obtained the following graph:



Fig. 7: Graph of coefficients of reflection and transmission for the proportion of the density of  $\frac{\rho_R^{(0)}}{\rho_R^{(1)}} = 0.9$ 

#### **4** CONCLUSION

Analysis of the graphs dependence between components of deformation gradient in rubber  $\lambda_1^{(0)} = \lambda_1^{(2)}$  on the parameter  $\lambda$  (Fig. 4) shows, that small changes of value  $\lambda = (0.95; 1.02)$  accompanied large fluctuations of value of the component  $\lambda_1^{(0)} = \lambda_1^{(2)}$ .

Figure 5 representing the relationship the impedance of adjacent layers shows that in the range of examined variation of the parameter  $\lambda$ , initial deformation affects the quotient of impedance of the transverse waves more than the longitudinal waves. Graphs (Fig. 6) and (Fig.7), showing coefficients of reflection and transmission of the transverse wave as a function dependent from variable parameter  $\alpha'_2 = \frac{\eta'}{c'_1}$  ( $\eta' = \omega' d$ ). In both cases for the proportion of density 0.3 or 0.9 for  $\alpha'_2 = \pi$  or  $\alpha'_2 = 2\pi$ , we have  $r'^{(0)} = 0$  and  $t'^{(0)} = 0$  according to the formula (31) and (32). In the above formulas show that in the general case where acoustic transverse wave (from any physically acceptable frequency) is transmitted in shown composite - coefficients of reflection and transmission are periodic functions of the frequency of the incident wave. They depend also on the initial deformation. As shown in the graph (Fig. 6) and (Fig. 7) the impact of the initial deformation on the values of the coefficients of reflection and transmission increases with decreasing density of areas filled by foamed rubber while keeping constant values of shear modulus and Poisson's ratio. Calculation of parameters serves broader researches and observing behavior of wave propagation in a layered elastic medium made of Blatz-Ko materials.

#### REFERENCES

- [1] KOSIŃSKI S., Fale sprężyste w gumopodobnych kompozytach warstwowych; Monografie Politechniki Łódzkiej, Łódź 2007. ISBN 978- 83-7283-220-7.
- [2] BEATTY M.F., STALNAKER D.O., The Poisson function of finite elasticity. *Journual of App. Mech.* 53 (1986) 807-813.
- [3] RODRIGUES FERREIRA, E., BOULANGER, PH., Superposition of transverse and longitudinal finite-amplitude waves in a deformed Blatz-Ko material, *Mathematics and Mechanics of Solids*, Volume 12, Issue 5, October 2007, Pages 543-558, ISSN: 10812865
- [4] HORGAN, C.O., Material instabilities for large deformations of the generalized Blatz-Ko material, *Applied Mechanics Reviews*, Volume 50, Issue 11 pt 2, November 1997, Pages S93-S96, Proceedings of the 5th Pan-Amerian Congress of Applied Mechanics; San Juan, PR, USA; ISSN: 00036900
- [5] DESTRADE, M., Finite-amplitude inhomogeneous plane waves in a deformed Blatz-Ko material, *Proceedings of the First Canadian Conference on Nonlinear Solid Mechanics*, ed.E. Croitoro (University of Victoria Press, Victoria, 1999), pp. 89–98.
- [6] BLATZ P.J. & KO W.L., Application of finite elastic theory to the deformation of rubbery materials. *Transactions of the Society of Rheology*, 6 (1). pp. 223-251. ISSN 0038-0032.
- [7] BOLZON, D.G., VITALIANI, R. The Blatz-Ko material model and homogenization, *Archive of Applied Mechanics*, Volume 63, Issue 4-5, April 1993, pp. 228-241, ISSN: 09391533.
- [8] NOWAK, Z., Constitutive modelling and parameter identification for rubber-like materials, *Engineering Transactions*, 56, 2, 117–157, 2008, ISSN: 0867-888X
- [9] WESOŁOWSKI Z., On the dynamics of the transition region between two homogenous materials, *J. TechnPhys* 32 (1991) 293-312.

#### **Reviewers:**

Doc. Ing. Eva Kormaníková, PhD., Department of Structural Mechanics, Faculty of Civil Engineering, Technical University of Košice. Slovakia.

Ing. Alena Vimmrová, Ph.D., Department of Materials Engineering and Chemistry, Faculty of Civil Engineering, Czech Technical University in Prague. Czech Republic.

číslo 2, rok 2014, ročník XIV, řada stavební

článek č. 13

# Vladimíra MICHALCOVÁ<sup>1</sup>, Sergej KUZNĚTSOV<sup>2</sup>, Stanislav POSPÍŠIL<sup>3</sup>

# NUMERICKÉ MODELOVÁNÍ VLASTNOSTÍ PROUDU VZDUCHU V PROSTORU DÝZY

#### NUMERICAL MODELLING OF AIR FLOW ATTRIBUTES IN A CONTRACTIONS CHAMBER

#### Abstrakt

Článek popisuje turbulentní charakteristiky proudu vzduchu ve vnitřním prostoru dýzy obdélníkového průřezu za účelem potvrzení jejího optimálního tvaru. Úloha je řešena numericky pomocí sofware Ansys Fluent. Vhodné modely byly vybrány na základě vyhodnocených výsledků na výstupu z dýzy, které byly porovnány s fyzikálním experimentem.

#### Klíčová slova

Aerodynamika, kontrakce, aerodynamický tunel, CFD.

## Abstract

The article describes air flow turbulent attributes in the enclosed chamber of a rectangular cross-section contraction for the purpose of confirming its optimal shape. The task is solved numerically using Ansys Fluent software. Right models were selected based on the evaluated results at a contraction's outlet which were compared to the physics experiment.

#### Keywords

Aerodynamics, wind tunnel contraction, CFD.

#### 1 ÚVOD

Jedna z rozhodujících vlastností aerodynamického tunelu je zajištění kvalitního proudové pole ve zkušební komoře. Tři hlavní kritéria, která se běžně používají pro jejich definování, jsou maximální dosažitelná rychlost, hladký rovnoměrný průtok a možnost dosažení minimální turbulence. Proto obecně platí, že cílem zavedení dýzy je získat kontrolovaný průtok a dosažení potřebné výkonnosti a kvality parametrů toku [1;2;3;4].

Cílem práce je popis proudového pole uvnitř dýzy za účelem splnění požadovaných kritérií a potvrzení optimálního tvaru kontrakce. Úloha je řešena na FAST VŠB – TU s využitím software Ansys Fluent ve spolupráci s experimentálním výzkumem CET v Telči. Hodnoty vstupních parametrů jsou stanoveny podle požadavků pracoviště aerodynamického tunelu v rámci dřívější vzájemné spolupráce [5].

<sup>&</sup>lt;sup>1</sup> Ing. Vladimíra Michalcová, Ph.D., Katedra stavební mechaniky, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava-Poruba, e-mail: vladimira.michalcova@vsb.cz.

<sup>&</sup>lt;sup>2</sup> Prof. Ing. Sergej Kuznetsov, Ph.D., ÚTAM AV ČR, v.v.i., Centrum excelence Telč, Batelovská 485, 588 56 Telč, e-mail: kuznetsov@itam.cas.cz.

<sup>&</sup>lt;sup>3</sup> Doc.Ing. Stanislav Pospíšil, Ph.D., ÚTAM AV ČR, v.v.i., Prosecká 809/76, 190 00 Praha 9, e-mail: pospisil@itam.cas.cz.

# 2 FYZIKÁLNÍ EXPERIMENT

Fyzikální experiment probíhal v aerodynamickém klimatickém tunelu Ústavu teoretické a aplikované mechaniky AVČR v Telči, kde byly změřeny turbulentní charakteristiky ve vzdálenosti 0,36 m za výstupem z dýzy. Rozložení rychlosti ve sledovaném průřezu je definováno bezrozměrným koeficientem, který je dán poměrem skutečné hodnoty rychlosti k její střední hodnotě. Jednotlivé snímací body experimentu jsou od sebe vzdáleny 20 mm ve vodorovném i svislém směru. Hlavním důvodem zavedení plánované kontrakce (Obr. 1) je získání kvalitního variabilního testovacího úseku pro modelové zkoušky v plném rozsahu měřítek. Rozdíl vstupního a výstupního průřezu v poměru 2,01 umožňuje provádění modelových zkoušek s rychlosti proudu od 3 m/s do 55 m/s. Důležitým parametrem pro konstrukční tvar dýzy je snížení nejednotnosti rychlostního pole ve vstupním průřezu pod hodnotu 0,3 % a snížení intenzity turbulence. Neméně důležitým požadavkem je krátká délka kontrakce.





Obr. 2: Podélný řez výpočtovou oblastí

Obr. 1: Schéma dýzy (délkové rozměry v mm)

# 3 NUMERICKÉ MODELOVÁNÍ

Vhodné numerické modely pro popis proudového pole ve vnitřním prostoru byly vybrány na základě výsledků na výstupu z dýzy z pohledu rozložení rychlosti a intenzity turbulence [6]. Ty byly vyhodnoceny a porovnány s fyzikálním experimentem. Jedná se o RSM model, který řeší turbulence anizotropně přímým výpočtem Reynoldsových napětí. Z RANS modelů založených na modelování izotropní turbulence vykázaly uspokojivý výsledek modely Realizable k- $\epsilon$  a SST k- $\omega$ . Otestované numerické modely mohou být následně použity také pro jiné typy úloh [7;8;9].

Výpočtová oblast je dlouhá 4,9 m, přičemž 0,5 m tvoří náběh, 1,4 je délka dýzy a za ní je prostor dlouhý 3 m. Výpočtová síť využívá  $9 \cdot 10^5$  hexa buněk. V místě výstupu z dýzy je cíleně vytvořeno silné zahuštění v okolí napojení obou prostorů pro přesnější přenos dat na rozhraní. Za účelem správného výpočtu u stěny je zajištěn rovnoměrný nárůst velikostí buněk dále od krajních ploch dýzy. Podélný řez výpočtovou oblastí je na Obr. 2.

U všech výpočtů byly nastavené shodné typy okrajových podmínek, podrobněji rozebrané v [6]. Na vstupu se jedná o tzv. velocity-inlet, na výstupu je tlaková podmínka pressure-outlet. Okrajové podmínky na obou bocích a spodní i horní ploše výpočtové oblasti byly definovány wall, aby odpovídaly ohraničenému prostoru [10]. Použité modely umožňují řešit úlohu stacionárně, ale z důvodu špatné konvergence musely být výpočty provedeny nestacionárně. U RSM modelu byl nastaven časový krok 0.001 sekundy a proběhlo  $5.1 \cdot 10^3$  iterací.

# 4 VÝSLEDKY

Na Obr. 3 jsou izolinie koeficientu rychlosti v příčných řezech ve vzdálenosti 0,36 m za výstupem z dýzy definované z fyzikálního experimentu i numerického modelování. Vypočtená rychlostní pole při průtoku dýzou jsou patrná na Obr. 4.



Obr. 3: Izolinie koeficientu rychlosti 0,36 m za dýzou



Obr. 4: Rychlostní pole vnitřního prostoru dýzy ve svislém podélném řezu

Rychlostní profil ve třech označených příčných řezech znázorňuje Obr. 5. Grafy na Obr. 6 a Obr. 7 popisují průběhy rychlosti a intenzity v podélné ose sledované oblasti. Na Obr. 8 jsou izolinie intenzity turbulence v příčných řezech ve vzdálenosti 0,36 m za výstupem z dýzy definované z fyzikálního experimentu i numerického modelování. Rozložení intenzity turbulence při průtoku dýzou je patrné na Obr. 9.



Obr. 5: Rychlostní pole v příčných řezech ve vnitřním prostoru dýzy

RSM

SST

• rea











Obr. 8: Izolinie intenzity turbulence 0,36 m za dýzou [%]



Obr. 9: Intenzita turbulence vnitřního prostoru dýzy ve svislém podélném řezu

# 5 ZÁVĚR

Z uvedených výpočtů i experimentu bylo potvrzeno požadované urychlení proudového pole (Obr. 4). Numerické modely popisují tvar rychlostního pole s velice uspokojivým výsledkem. U všech modelů jsou téměř shodné tvary proudového pole ve sledované oblasti dýzy (Obr. 4 a Obr. 5) a je patrná téměř dvojnásobná rychlost oproti vstupním parametrům. Z výsledků rovněž vyplývá malé navýšení rychlosti na stěnách po obvodu dýzy (Obr. 3 a Obr. 4). Ve vzdálenosti 0,4 m od vstupu do oblasti je tvar proudového pole zatím nezměněn, první urychlení v blízkosti stěn se projevilo v 0,5 metrech. V blízkosti výstupu (1,36 m) je zrychlení v oblasti stěn zřetelné, cca 18 %. Hodnoty rychlosti v celé výpočtové oblasti se u všech výpočtů téměř shodují, nepatrné odlišení se projeví až cca 1,5 m za výstupem z dýzy (Obr. 8 a Obr. 9). Projevují se ale rozdíly v jejich hodnotách na výstupu z dýzy a hlavně pak v průběhu v podélné ose sledované oblasti (Obr. 7). Předmětem dalšího zkoumání bude detailnější vyhodnocení intensity turbulence ve spolupráci s připravovaným

fyzikálním měřením proudového pole uvnitř dýzy i ve větší vzdálenosti za výstupem. Na jeho základě bude možné stanovit nejvhodnější model, který by měl sloužit k podrobnějšímu popisu modelovaného děje a navržení optimálního tvaru dýzy z pohledu co možná nejrovnoměrnějšího rychlostního pole i dosažení minimální turbulence na výstupu, zvláště pak v předpokládaném místě modelu.

# PODĚKOVÁNÍ

Příspěvek byl realizován za finančního přispění z prostředků koncepčního rozvoje vědy, výzkumu a inovací pro rok 2014 přidělených VŠB-TU Ostrava Ministerstvem školství, mládeže a tělovýchovy České republiky.

Příspěvek byl realizován za finančního přispění Grantové agentury ČR, projekt G14/128925.

## LITERATURA

- [1] Sargison, J. E., Walker, G. J. & Rosi, R. Design and calibration of a wind tunnel with a two dimensional contraction. In: *Proceeding of the 15th Australian Fluid Mechanic Conference*, Sydney, Australia, 2004, pp. 143-146. ISBN: 1-864-87695-6.
- [2] Fang, F. M., Chen, J. C. & Hong, Y. T. Experimental and analytical evaluation of flow in a square-to square wind tunnel contraction. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*. 2001, LXXXIX. Nr. 1, pp. 247-262. ISSN 0167-6105.
- [3] Fang, F. M. A design method for contractions with square end sections. *Journal of Fluids Engineering*. 1997, CXIX. Nr. 2, pp. 454-458. ISSN 1555-1415.
- [4] Wolf, T. Design of a variable contraction for a full-scale automotive wind tunnel. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*. 1995, LVI. Nr. 1, pp. 1-21. ISSN 0167-6105. DOI: 10.1016/0167-6105(94)00010-B.
- [5] Michalcová, V., Kuznětsov, S. & Pospíšil, S. Models of load on buildings from the effects of the flow field. *Transactions of the VŠB - Technical University of Ostrava: Construction Series* [online]. Warsaw, Poland: Versita, 2013, Vol. 13, Issue 2, pp. 91-97 (7 pp). ISSN 1804-4824 (Online); ISSN 1213-1962 (Print). DOI: 10.2478/tvsb-2013-0014.
- [6] Michalcová, V., Kuznětsov, S., Pospíšil, S. & Brožovský, J. Numerical and Experimental Investigations of Air Flow Turbulence Characteristics in the Wind Tunnel. *Applied Mechanics* and Materials, 2014, Vol. 617, pp. 275-279. DOI:10.4028/www.scientific.net/AMM.617.275.
- [7] Lausova, L. & Skotnicova, I. Analysis of experimental measurements and numerical simulations of a heat field in the light weight building structure. *Advaced Materials Research*, 2014, Vol. 969, pp. 33-38. DOI:10.4028/www.scientific.net/AMR.969.33.
- [8] Kormaniková, E. & Kotrasová, K. Design of a variable Strength optimal design of the fiber reinforced composite on microscopic level, In *Proceeding of the 12th International Multidisciplinary Scientific GeoConference*, Varna, Bulgaria, 2012, pp. 499-506. ISSN 1314-2704. DOI: 10.5593/sgem2012/s12.v3009.
- [9] Kaveh, G., Mohammad, R. S. & Manshadi, M.D. Experimental and analytical evaluation of flow in a square-to square wind tunnel contraction. *Aerospace Science and Technology*. 2011, XV. Nr. 2, pp. 137-147. ISSN 1270-9638. DOI: 10.1016/j.ast.2010.06.009.
- [10] Kocich, R., Bojko, M., Macháčková, A. & Klečková, Z. Numerical analysis of the tubular heat exchanger designed for co-generating units on the basis of microturbines. *Journal of Heat and Mass Transfer*. 2012, LV. Nr. 19/20, pp. 5336-5342. ISSN 00179310.

## **Oponentní posudek vypracoval:**

Doc. Ing. Oľga Hubová, PhD., Katedra stavebnej mechaniky, Stavebná fakulta, STU v Bratislave. Doc. Ing. Jiří Kala, Ph.D., Ústav stavební mechaniky, Fakulta stavební, VUT v Brně. Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské - Technické univerzity Ostrava

číslo 2, rok 2014, ročník XIV, řada stavební

článek č. 14

# David MIKOLÁŠEK<sup>1</sup>, Antonín LOKAJ<sup>2</sup>, Jiří BROŽOVSKÝ<sup>3</sup>, Oldřich SUCHARDA<sup>4</sup>

## EXPERIMENTÁLNÍ A NUMERICKÁ ANALÝZA OCELOVÉHO SPOJE DŘEVĚNÉ KULATINY

## EXPERIMENTAL AND NUMERICAL ANALYSIS OF ROUND WOOD STEEL CONNECTION

#### Abstrakt

Příspěvek se zabývá analýzou taženého ocelového spoje dřevěné kulatiny, pro který je navrženo několik typů zesílení. Navržené typy zesílení jsou laboratorně testovány na celkovou únosnost. Souběžně s laboratorními zkouškami je provedeno numerické modelování, které se zaměřilo zejména na tuhost spoje v průběhu zatěžování s vlivem fyzikální a geometrické nelinearity. Numerické výpočty jsou provedeny metodou konečných prvků s využitím prostorových výpočetních modelů.

#### Klíčová slova

Zde uveď te výčet klíčových slov vašeho příspěvku - podstatné pojmy publikace, které jsou odděleny čárkou. Správně zvolená klíčová slova usnadňují vyhledání díla v knihovních systémech a databázích.

#### Abstract

The paper analyses a drawn steel joint in round logs for which several types of reinforcements have been proposed. The load-carrying capacity of the reinforcements has been tested in laboratories. At the same time, numerical modelling has been performed - it has focused, in particular, on rigidity of the joints during the loading process. Physical and geometrical nonlinearities have been taken into account. The Finite Element Method and 3D computation models have been used in the numerical calculations.

#### Keywords

Wood, numerical model, slippage, 3D model, dynamics, block shear, stiffener.

<sup>&</sup>lt;sup>1</sup> Ing. David Mikolášek Ph.D., Katedra stavební mechaniky, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava-Poruba, tel.: (+420) 597 321 391, e-mail: david.mikolasek@vsb.cz.

<sup>&</sup>lt;sup>2</sup> 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.

<sup>&</sup>lt;sup>3</sup> 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.

<sup>&</sup>lt;sup>4</sup> Ing. Oldřich Sucharda Ph.D., Katedra stavební mechaniky, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava-Poruba, tel.: (+420) 597 321 391, e-mail: oldrich.sucharda@vsb.cz.

# 1 ÚVOD

Dřevostavby nebo konstrukční prvky ze dřeva patří k moderním prvkům architektury. Současně je jim také věnována velká pozornost ve výzkumu [10]. Dřevo se také často kombinuje s dalšími materiály [1] a [4]. Při návrhu dřevěných konstrukcí je zejména vhodné věnovat pozornost řešení konstrukčním detailům [6] a [9]. Podstatné je také určení materiálových vlastností dřeva [5]. Návrh dřevěných konstrukcí se řídí normovými postupy [2] a [3]. Existuje však také celá řada publikací, které uvádějí podrobnější postupy návrhu a posudků dřevěných konstrukcí [7], [8] a [15]. V některých případech je také vhodné použít pravděpodobnostního přístupu, např. [11]. Pro výpočet vnitřních sil prutových prvků a konstrukcí se využívá nejčastěji softwaru založeného na metodě konečných prvků. Mezi běžně používané standardní software patří SCIA Engineer [14] nebo pro pokročilé analýzy ANSYS [13]. Pro technickou praxi není ANSYS vzhledem k obecnosti, kterou nabízí, příliš efektivní. Tento software nebyl vytvořen pro standardní normové návrhové postupy.

Pro analýzu a optimalizaci je zvolen ocelový spoj dřevěné kulatiny. K uvedenému spoji jsou publikovány výsledky z laboratorního testovaní v [12]. Spoj je používán u srubových staveb a vyskytuje se také často na konstrukcích v lesním hospodářství, u rozhleden nebo příhradových mostů a lávek. Použití tohoto typu spoje v mostním stavitelství a rozhlednách vede k jeho dynamickému namáhání, které je nutné také vhodně zohlednit při návrhu. Mezi další podstatné vlivy na únosnost a chování spoje patří působení přírodních vlivů a kvalita údržby. Z těchto důvodů bylo pro optimalizaci chování a únosnosti spoje navrženo několik typů zesílení. Jednotlivé typy zesílení byly následně testovány v laboratoři, numericky modelováný a navzájem porovnávány. Předložený článek shrnuje dosažené výsledky. Numerické modelování se zaměřilo na tuhost spoje v průběhu zatěžování s vlivem fyzikální a geometrické nelinearity. Dosažené výsledky z numerického modelování mohou být dále použity pro návrh přilehlých segmentů tvořících konstrukční celek spoje.

# 2 ŘEŠENÍ DETAILU SPOJE

Detail spoje bez zesílení je vidět na Obr. 1. Jedná se o spojení dřevěné kulatiny s vnitřním ocelovým plechem, kde spoj je tvořen ocelovými svorníky. Dřevo je třídy řeziva C24 a ocel tvoří ocelová plotna o síle 8 mm třídy S235. Svorníky jsou průměru 20 mm třídy oceli 8.8. Dřevěná část je tvořena přírodní kulatinou průměru 120 mm se suky a přírodními imperfekcemi a výsušnými trhlinami. Ocel je bez povrchové úpravy.

K testovacímu zařízení byl spoj přichycen pomocí dvou svorníků průměru 20 mm třídy oceli 8.8, nebo přes ocelovou plotnu na třecí spoj do čelistí lisu. Spoj byl testován na více pracovištích (ČVUT PRAHA, VŠB-TU OSTRAVA FAST, VÚD ŽILINA). Spoje byly dotaženy. Vývrt ve dřevě byl průměru 20 mm a v oceli 22 mm. Šrouby byly průměru 20 mm třídy 8.8.

Spoj byl u zkoušky v laboratoři zatížen posunem hlavy lisu. V numerickém modelu byl spoj zatěžován pouze deformačně a staticky. Dynamicky zatížený spoj v reálném testu nebyl numericky modelován. V numerickém modelu bylo zatížení vnášeno jako deformační na dráze 4 mm. Okrajové podmínky jsou nastaveny tak, aby odpovídaly co nejvíce reálnému upnutí v lisu. Jeden konec ocelové vnitřní desky je na svém okraji fixován ve všech třech směrech pohybu a druhý konec je fixován pouze v kolmých směrech na ocelový vnitřní plát. Směr rovnoběžný s osou kulatiny a ocelové plotny je ponechán volně předepsanému posunu 4 mm (posun vyvozuje tahové namáhání spoje).

Na Obr. 1 je vidět technický nákres a popis spoje kulatiny tak, jak byl proveden pro laboratorní zkoušky a numerický model. Na tomto schématu je spoj bez zesílení prvky pro směr kolmo na vlákna dřeva. Základní dělení vyrobených a modelovaných spojů kulatiny se dělí na tři typy:

## 1) typ TSK\_1 - jde o nezesílený spoj, viz Obr. 1

Jedná se o nezesílený spoj (Obr. 1), kdy může volně docházet k rozštípání dřeva kolmo na vlákna. Tento spoj je snadno proveditelný, ale v oblastech blízkých k plné únosnosti se může v porušení chovat křehce – vykazuje malou duktilitu. Dochází zde při statickém zatížení k náhlému porušení vzorku bez velkých plastických deformací spoje.

2) typ TSK\_2 - jde o zesílený spoj pomocí vrutů se závitem po celé délce dříku, viz Obr. 2

Jedná se o zesílený spoj vruty bez předvrtání se závitem po celé délce dříku zapuštěnými kolmo na vlákna, viz schéma na Obr. 2. Tento spoj je také pro provedení rychlý a dostupný. Pomocí tohoto zesílení je možné zvýšit duktilitu spoje a zvýšit únosnost spoje. Sice zde také dojde pro extrémní zatížení k rozpraskání kolmo na vlákna, ale spoj není zcela rozštípán, protože ho drží vruty a může dále přenášet zatížení. Tento spoj může mít čtyři základní typy porušení: a) vytržení vrutů a poté rozštípání dřeva b) blokový smyk c) přetržení dřevěného prvku d) zplastizování ocelových prvků nebo otlačení stěny dřeva v oblasti spoje.

## 3) typ TSK\_3 - jde o typ zesílený pomocí ocelového pásu viz Obr. 3

Jedná se o zesílený spoj s ocelovou objímkou kolem kulatiny Obr. 3. Tento spoj je také snadno proveditelný a dostupný. Pomocí tohoto zesílení je možné zvýšit duktilitu spoje a zvýšit únosnost spoje. Tento spoj může mít čtyři základní typy porušení a) zplastizování a přetržení objímky b) blokový smyk c) přetržení dřevěného prvku d) zplastizování ocelových prvků nebo stěny dřeva v oblasti spoje. Ocelové objímky jsou u spoje dotaženy před zkouškami v laboratoři, ale nepředpokládá u nich předepnutí.



Obr. 1: Geometrie spoje kulatiny bez zesílení TSK 1



Obr. 2: Geometrie spoje kulatiny TSK 2



Obr. 3: Geometrie spoje kulatiny TSK 3

# 3 VYHODNOCENÍ LABORATORNÍCH ZKOUŠEK A NUMERICKÝCH MODELŮ

Celková únosnost taženého spoje s jedním svorníkem se vypočte ze vztahů (1) až (3), kdy pro analyzovaný svorník je únosnost pro dva střihy přibližně 46,5 kN a tuhost přibližně 15,4 MNm<sup>-1</sup> podle DIN 1052 [2]. Při výpočtu tuhosti se vycházelo z normových charakteristických hodnot hustoty dřeva, která byla dále upravena s ohledem na modelovaný spoj na hodnotu 390 kgm<sup>-3</sup>. Tyto hodnoty jsou charakteristické a dále se snižuji podle vlivu délky trvání zatížení a typu prostředí, ve kterém bude spoj umístěn. Návrhové hodnoty by byly pro krátkodobé zatížení a 3 třídu prostředí cca  $R_d = 25$  kN a  $K_d = 7,40$  MNm<sup>-1</sup> pro dva střihy na jeden svorník. Pro hustotu dřeva vzorku  $\rho_{520} = 520 \text{ kgm}^{-3}$  je charakteristická normová tuhost v prokluzu pro dva střihy  $K_{520} = 23,702 \text{ MNm}^{-1}$ . Reálné spoje mají prvotní tuhost po aktivaci mechanického spojovacího prostředku ve dřevě 2 - 2,5-krát vyšší v prokluzu než normou daná hodnota. Proto je nutné k tomuto faktu přihlédnout při porovnávání numericky získaných hodnot s testovanými daty vyrobených spojů. Schéma prokluzu spoje pro celou kulatinu je na Obr. 4.



Obr. 4: Výsledná tuhost celého spoje

$$F = K_{ser} * \Delta, \tag{1}$$

$$K_{ser} = \rho^{1.5} * \frac{d}{20} = 390^{1.5} * \frac{20}{20} = \frac{7701,88}{20} \text{ N/mm},$$
 (2)

$$R_{k} = f_{h,1,k} * t_{1} * d * \left( \left( 2 + 4 * \frac{M_{y,k}}{f_{h,1,k} * d * t_{1}^{2}} \right)^{0.5} - 1 \right) = \underline{23,25} \text{ kN},$$
(3)

F	<ul> <li>– síla závislá na tuhosti spoje</li> </ul>	[N]
K <sub>ser</sub>	<ul> <li>– tuhost jednostřižného spoje</li> </ul>	[Nmm <sup>-1</sup> ]
Δ	– posun spoje v místě napojení	[m]
ρ	– hustota dřeva 390 kgm <sup>-3</sup>	[kgm <sup>-3</sup> ]
d	– průměr spojovacího prostředku	[m]
$R_{\rm k}$	<ul> <li>– charakteristická únosnost jednostřižného spoje</li> </ul>	[kN]
<i>f</i> <sub>h,1,k</sub>	<ul> <li>– charakteristická pevnost v otlačení dřeva</li> </ul>	[Nmm <sup>-2</sup> ]
$t_1$	<ul> <li>– délka otlačení na jeden střih svorníku</li> </ul>	[m]
$M_{\mathrm{y,k}}$	– plastický moment únosnosti spojovacího prostředku	[Nmm]

Na Obr. 5 je grafické znázornění z testování spoje dřevěné kulatiny na tah. Celkově se zkoušely čtyři vzorky. Zkoušky byly provedeny na Fakultě stavební VŠB-TU Ostrava. Obr. 6 a 7 zachycují připravené vzorky na laboratorní zkoušky. Podle průběhu jednotlivých křivek z testovacího zařízení je vidět znatelný prokluz, než dojde k aktivaci svorníku a tím ke zvýšení tuhosti spoje.



Obr. 5: Kulatina 9 vlhkost: 12 %, hustota cca 530 kg/m<sup>3</sup> test, (značení A-D označuje jednotlivé laboratorní zkoušky daného typu spoje)

Grafy končí křehkým porušení ve dřevě. Je to způsobeno povahou dřeva jako přírodního materiálu a také skutečností, že dřevo na tah rovnoběžně a kolmo na vlákna má při vyčerpání únosnosti povahu křehkého porušení. Také ve smyku se dřevo chová při porušení křehce. Ocelový pásek podle provedených zkoušek není schopen zvýšit únosnost spoje, ale je schopen, než dojde k fatálnímu porušení vzorku, ještě určitou dobu udržet zatížení, které je na mezi porušení nevyztužené kulatiny.



Obr. 6: Zkouška - Kulatina 9 vlhkost: 12 %, hustota cca 520 kg/m<sup>3</sup>



Obr. 7: Zkouška - Kulatina 11 vlhkost: 12 %, hustota cca 530 kg/m<sup>3</sup>

Na Obr. 8 jsou zobrazeny výsledky laboratorních zkoušek spoje kulatiny. Celkově se zkoušely čtyři vzorky. Na základě provedených laboratorních zkoušek byl proveden výpočet numerických modelů s různým materiálovým nastavením. Ortotropní model dřeva přepokládal bilineární pracovní diagramy. Ocel ve spojích měla také bilineární pracovní diagram.

Na Obr. 9 až 12 jsou grafické výstupy z numerického modelu TSK 1. Jedná se o model nevyztuženého spoje. Tento model měl za úkol naladit vlastnosti materiálu do dalších numerických modelů TSK 2 a TSK 3. Jak je vidět na Obr. 8, vruty jsou schopny zvýšit únosnost spoje a také zvýšit jeho duktilní chování.



Obr. 8: Kulatina 9 vlhkost: 12 %, hustota 520 kg/m<sup>3</sup> test, (značení A-D označuje jednotlivé laboratorní zkoušky daného typu spoje)



Obr. 9: Napětí rovnoběžně s vlákny -77 a +74,528 MPa model TSK 1 (*F*=81,620 kN)



Obr. 10: Napětí kolmo na vlákna -7,597 a +3,009 MPa model TSK 1 (*F*=81,620 kN)



Obr. 11: Vodorovná deformace modelu 1,256 mm TSK 1 (F=81,620 kN)



Obr. 12: Napětí von Misses 648,34 MPa TSK 1 (F=81,620 kN)

Na Obr. 13 až 16 jsou grafické výstupy z numerického modelu TSK 2. Jde o model spoje vyztuženého vruty kolmo na vlákna. Zde bylo dosaženo nejlepšího výsledného vyztužení. Tento způsob vyztužení je nejvhodnější a to z důvodu jeho účinnosti a proveditelnosti. Vruty přímo sepnou dřevo a přechází do nich část tahu kolmo na vlákna. Vruty jsou duktilní a mohou přenášet velké tahové síly a částečně také ohybové účinky. Vruty je snadné instalovat a jsou chráněny před klimatickými změnami a neoslabují průřez (pokud nejsou předvrtané a jejich průměr není větší jak 6 mm). Toto vyztužení je požárně odolné a není v pohledové části, takže nemá rušivý charakter. Sepnutí vruty je jedno z účinných standardních vyztužení pro tah kolmo na vlákna.



Obr. 13: Napětí ve smyku 9,7 MPa model TSK 2 (F=115,942 kN)



Obr. 14: Napětí kolmo na vlákna -18,887 a +3,676 MPa model TSK 2 (*F*=115,942 kN)




Obr. 15: Napětí von Misses 703 MPa model TSK 2 (F=115,942 kN)

Obr. 16: Napětí v tlaku rovnoběžně s vlákny -89,57 a +80,26 MPa model TSK 2 (*F*=115,942 kN)

Na Obr. 17 a 18 je vidět konečně prvková síť numerických modelů. Na obrázku 19 je napětí ve smyku po objemu dřeva. Napětí kolmo na vlákna je zobrazeno na Obr. 20. Na modelu TSK 3 nebylo znatelné zlepšení únosnosti vlivem bandáže ocelovým páskem. Vzhledem k povaze porušení dřeva rozštípnutím vlivem tahu kolmo na vlákna není toto ztužení výhodné. Porušení se děje po objemu dřeva a pásek není schopen napětí kolmo na vlákna zachytit a účinně vyztužit spoj. Aby pásky byly účinné, je nutné je ještě aktivovat do tahu a to není pro běžné použití možné. Důvodem je samotné vymizení předpětí vlivem popuštění v kotvení, dále změna teplot a významné změny v objemu dřeva vlivem vlhkosti. Proto tento způsob vyztužení spoje není dostatečně účinný.





Obr. 21: Testovaný vyztužený vzorek s páskem a numerický model s vrutem

Na sledu Obr. 21 je vidět porušení rozštípáním pro test s ocelovými pásky TSK 3. Dále jsou zde numerické modely se sítí konečných prvků a vnitřní pohled na deformované vruty + celková globální deformace celého spoje.

Numerické modely byly počítány geometricky a fyzikálně nelineárně s uvážením ortotropních vlastností dřeva a kontaktní povahy spojů. Numericky výsledky pro testované modely kulatiny jsou na obr. 22. Výpočet je proveden ve variantním označení SG, BV, SB a SGN pro doporučované parametry anizotropního zpevnění zvoleného materiálového modelu. Podle dosažených výsledků na numerických modelech byla konstatována dobrá shoda s laboratorními zkouškami. Maximální dosažená únosnost v numerickém modelu nevyztuženého spoje TSK 1 byla 82 kN a pro vyztužený numerický model vruty TSK 2 a numerický model s ocelovým páskem TSK 3 přibližně 112 kN. Tyto numericky dosažené hodnoty korespondují s reálnými testy spojů kulatiny.

Numerický model se chová stabilně do dosažení předepsané deformace cca 4,0 mm. Při vyšších deformacích plastizuje ocelový svorník a dochází k otlačení vývrtu pro svorník a rozštípání dřeva vlivem tahu kolmo na vlákna.

Numerické modely je třeba dále verifikovat laboratorními zkouškami jak spojů, tak i materiálů.



Obr. 22: Numericky testované modely kulatiny ANSYS (označení SG, BV, SB, SGN je pro doporučované parametry anizotropního zpevnění zvoleného materiálového modelu)

# 4 ZÁVĚR

Po analýze experimentálně a numericky získaných výsledků se dá konstatovat, že matematické modely se shodují s experimentálně získanými daty v maximu dosažené únosnosti pro jednotlivé druhy zesílení. V počáteční tuhosti je shoda také dobrá, ale je třeba vzít v úvahu různý prokluz u zkušebních modelů spojů. Tento prokluz nebyl u numerických modelů uvažován z důvodu jeho různorodosti a velkého rozptylu materiálových vlastností a výrobních tolerancí pro jednotlivé kusy spojů dřevěné části kulatiny.

Porovnání bylo prováděno jen u staticky zatížených spojů. Celková deformace u zkušebních testů je vyšší než u numericky získaných dat. Je to především kvůli zmíněným prokluzům, které zde mohou být výrazného charakteru z důvodu provádění vývrtů, a také proto, že jde o rostlé dřevo.

Na závěr lze konstatovat, že výsledky z numerického modelování se blíží k hodnotám získaných z laboratorních testů. Díky numerickým modelům je možná přesnější předběžná optimalizace zesílení a určení kritických oblastí kumulující vysoká napětí, především v tahu kolmo na vlákna a smyková napětí.

## PODĚKOVÁNÍ

Práce byly podporovány z prostředků koncepčního rozvoje vědy, výzkumu a inovací pro rok 2014, přidělených VŠB-TU Ostrava Ministerstvem školství, mládeže a tělovýchovy České republiky.

## LITERATURA

- [1] CECCOTTI, A. Timber–concrete composite structures. H. Blass (Ed.), Timber engineeringstep 2, Centrum Hout, The Netherlands, 1995.
- [2] 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.
- [3] 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.
- [4] GUAN, Z.W., ZHU, E.,C. Finite element modelling of anisotropic elasto-plastic timber composite beams with openings, Engineering Structure, 31, 2009, 394-403.
- [5] GUNDERSON, R. A., GOODMAN, J.R., BODIG, J. Plate Tests for Determination of Elastic Parameters of Wood, Wood Science, Vol. 5., p. 241-248, April 1973.
- [6] 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.
- [7] 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.
- [8] KOŽELOUH, B. Dřevěné konstrukce podle EUROKÓDU 5, STEP 2, Navrhování detailů a nosných systémů. Zlín: KODR, 2004, ISBN 80-86 769-13-5.
- [9] KOMATSU, K., HARADA, M, YAMANAKA, Y., INOUE, T. Development od glulam moment-resisting joints for mluti-storey timber buildings., In PTEC 94,11 15.7.1994, 1994.
- [10] KUKLÍK, P., KUKLÍKOVÁ, A. Methods for evaluation of structural timber. *Dřevařsky Vyskum/Wood Research*, Vol. 46, 2001, Iss. 1, pp. 1-10, ISSN 0012-6136.
- [11] LOKAJ, A. Timber Beam Reliability Assessment. In *Konference Euro-SIBRAM 2002 Colloquium*. Praha: ITAM CAS, 2002, s. 1-8.
- [12] LOKAJ, A., KLAJMONOVÁ, K. Round timber bolted joints exposed to static and dynamic loading. *Wood Research*. Vol. 59, Iss. 3, 2014, Pages 439-448.
- [13] RELEASE 11 DOCUMENTATION FOR ANSYS, SAS IP, INC., 2007.
- [14] Scia Engineer [online]. 2012 [cit. 2012-01-01]. Dostupný z WWW: < http://www.sciaonline.com>.
- [15] STRAKA, B. Navrhování dřevěných konstrukcí. Akademické nakladatelství. Brno: CERM, s.r.o., EXPERT Ostrava, 1996. ISBN 80-7204-015-4.

## **Oponentní posudek vypracoval:**

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

Ing. Jozef Gocál, Ph.D., Katedra stavebných konštrukcií a mostov, Stavebná fakulta, ŽU v Žiline.

číslo 2, rok 2014, ročník XIV, řada stavební

článek č. 15

## Miroslav SÝKORA<sup>1</sup>, Michal DRAHORÁD<sup>2</sup>

## STANOVENÍ DÍLČÍCH SOUČINITELŮ PRO HODNOCENÍ ZATÍŽITELNOSTI EXISTUJÍCÍCH MOSTŮ

## PARTIAL FACTORS FOR THE ASSESSMENT OF LOAD-BEARING CAPACITY OF EXISTING BRIDGES

#### Abstrakt

Rostoucí zatížení dopravou, stárnutí existujících mostů a nákladnost jejich modernizací zvyšují význam metod hodnocení spolehlivosti, které umožní přihlédnout k různým faktorům specifickým pro existující most. Článek vysvětluje postupy úprav dílčích součinitelů v závislosti na znalostech o materiálech a zatížení, zvolené směrné úrovni spolehlivosti a plánované zbytkové životnosti mostu. Praktický příklad ilustruje aplikaci teoretických postupů.

#### Klíčová slova

Dílčí součinitele, zatížitelnost, hodnocení spolehlivosti, existující mosty, železobeton.

#### Abstract

Ever-increasing traffic actions, degradation of bridges and immense costs of their rehabilitations imply needs for the methods of reliability assessment that allow accounting for specific conditions of an existing bridge. The study clarifies the procedures of modifications of partial factors considering knowledge and uncertainties in materials and actions, selected target reliability and required remaining working life of the bridge. A case study indicates the applications of theoretical procedures.

#### Keywords

Partial factors, load-bearing capacity, reliability assessment, existing bridges, reinforced concrete.

## 1 ÚVOD

Rostoucí zatížení dopravou, stárnutí existujících mostů a nákladnost jejich modernizací zvyšují význam metod hodnocení spolehlivosti, které umožní přihlédnout k různým faktorům specifickým pro existující most. Současně platné předpisy pro navrhování a posuzování stavebních konstrukcí (ČSN EN a ČSN ISO) jsou založeny na pravděpodobnostním přístupu jak ke stanovení zatížení, tak k odolnosti. Tento postup umožňuje zohlednit znalosti i nejistoty související s působením existující konstrukce [1].

<sup>&</sup>lt;sup>1</sup> Ing. Miroslav Sýkora, Ph.D., Oddělení spolehlivosti konstrukcí, Kloknerův ústav, České vysoké učení technické v Praze, Šolínova 7, 16608 Praha, e-mail: miroslav.sykora@klok.cvut.cz.

<sup>&</sup>lt;sup>2</sup> Ing. Michal Drahorád, Ph.D., Katedra betonových a zděných konstrukcí, Fakulta stavební, České vysoké učení technické v Praze, Thákurova 7/2077, 166 29 Praha, e-mail: michal.drahorad@fsv.cvut.cz.

# 2 ZÁSADY METODY DÍLČÍCH SOUČINITELŮ

Základním parametrem pro hodnocení stavebních konstrukcí je pravděpodobnost poruchy konstrukce během referenční doby, zpravidla životnosti konstrukce. Pro běžné konstrukce se požaduje pravděpodobnost poruchy konstrukce přibližně  $10^{-6}$  za rok. Základním prostředkem používaným v soustavě platných norem pro stanovení spolehlivost konstrukce je potom index spolehlivosti  $\beta$  odvozený z pravděpodobnosti poruchy konstrukce v závislosti na nejistotách v zatížení, odolnosti konstrukce a použitých modelech. Směrná úroveň spolehlivosti vychází z rozsahu (třídy) následků poruchy dané konstrukce a je definována v ČSN EN 1990:2011 pro zásady navrhování konstrukcí a ČSN ISO 13822:2005 pro hodnocení existujících konstrukcí. Doplňující pokyny pro mosty lze nalézt v TP 224:2010 pro ověřování existujících betonových mostů pozemních komunikací. Podrobný rozbor postupů pro stanovení směrných úrovní spolehlivosti pro existující konstrukce lze nalézt v [2-5]. Index spolehlivosti  $\beta$  pak přímo ovlivňuje hodnotu dílčích součinitelů.

Základní metodou používanou pro ověřování spolehlivosti stavebních konstrukcí je metoda dílčích součinitelů implementovaná v soustavě norem ČSN EN. Předpokládá se, že dílčí součinitele uvažované v této studii se použijí ve vhodně zvolené podmínce spolehlivosti. Příkladem je kombinační pravidlo (6.10a,b) podle *ČSN EN 1990*; pokud nepůsobí síla od předpětí, rozhoduje méně příznivý z následujících vztahů:

$$R_{d} \ge E_{d} = \sum_{j} \gamma_{G,j} G_{k,j} ``+" \sum_{i} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}; \quad j \ge 1, i \ge 1$$
  

$$R_{d} \ge E_{d} = \sum_{j} \zeta_{j} \gamma_{G,j} G_{k,j} ``+" \gamma_{Q,1} Q_{k,1} ``+" \sum_{i} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}; \quad j \ge 1, i > 1$$
(1)

kde *R* značí odolnost, *E* účinek zatížení,  $\gamma$  dílčí součinitel, *G* účinek stálého zatížení, *Q* účinek proměnného zatížení,  $\xi$  redukční součinitel pro nepříznivé účinky stálých zatížení a  $\psi_0$  kombinační součinitel pro proměnná zatížení. Indexy "d" and "k" označují návrhové a charakteristické hodnoty. Symbol "+" znamená "v kombinaci s" a  $\Sigma$  "kombinovaný účinek". Poznamenáme, že příznivé účinky proměnných zatížení se při ověřování spolehlivosti metodou dílčích součinitelů neuvažují.

V závislosti na směrné úrovni spolehlivosti jsou hodnoty dílčích součinitelů zatížení  $\gamma_F$  a součinitelů kombinace  $\psi$  specifikovány v ČSN EN 1990, hodnoty dílčích součinitelů materiálů jsou potom uvedeny v jednotlivých návrhových normách pro příslušné stavební materiály ČSN EN 1992 až 1999. Charakteristické hodnoty  $X_k$  jsou definovány v ČSN EN 1990 a měly by vycházet ze skutečných materiálových vlastností a účinků zatížení. Jejich odvození je mimo rámec tohoto příspěvku, stanovení charakteristické hodnoty pevnosti betonu u existující konstrukce se popisuje např. v [6]. Hodnoty součinitelů  $\xi$  a  $\psi_0$  se převezmou z příslušných norem (např. z ČSN EN 1990).

Je nutné si uvědomit, že hodnoty dílčích součinitelů (zatížení i odolnosti) uvedené v ČSN EN 1990 jsou stanoveny pro nové konstrukce s předpokládanou životností 50 až 100 let (podle typu konstrukce), navíc se středními následky poruchy (CC2). Při posuzování existujících konstrukcí (např. při stanovení zatížitelnosti) je proto vhodné aktualizovat hodnoty všech dílčích součinitelů zaváděných do výpočtu na základě:

- skutečné geometrie mostu,
- skutečných vlastností použitých stavebních materiálů,
- plánované zbytkové životnosti mostu,
- požadované směrné úrovni spolehlivosti.

Aktualizaci hodnot dílčích součinitelů lze provádět podle zásad uvedených v ČSN ISO 13822 a TP 224. ČSN ISO 13822 obsahuje navíc vlastnosti dříve používaných stavebních materiálů pro ověřování existujících konstrukcí. Poznamenáme, že v současné době se připravuje revize ČSN ISO 13822 a vydání zbytkové normy ČSN 73 0038, do které po revizi přejdou národní přílohy z normy ISO. Detailní informace pro hodnocení existujících konstrukcí jsou uvedeny v příručce [7]. Poznamenáme, že příspěvek se zaměřuje ověřování mezních stavů únosnosti. Hodnocení mezních stavů použitelnosti (např. z hlediska šířky trhlin nebo průhybů) je mimo rámec této studie.

# **3** AKTUALIZACE DÍLČÍCH SOUČINITELŮ

Aktualizací hodnot se pro účely tohoto článku rozumí stanovení hodnot dílčích součinitelů zatížení  $\gamma_F$  a materiálu  $\gamma_M$  s ohledem na skutečný stav, požadovanou zbytkovou životnost mostu a zvolenou směrnou úroveň spolehlivosti. Možnosti aktualizace dílčích součinitelů vycházejí zejména z míry znalosti konstrukce mostu, tedy zejména z rozsahu diagnostického průzkumu nebo prohlídky.

Pokud nejsou o mostu známy žádné podrobnější údaje kromě geometrie (např. z prohlídky mostu) a doby výstavby (např. z BMS), doporučuje se zatížitelnost stanovit kombinovaným statickým výpočtem podle ČSN 73 6222:2013 s hodnotami dílčích součinitelů materiálu a stálých zatížení uvedených v předpisech pro navrhování konstrukcí. Dílčí součinitele proměnných zatížení lze v tomto případě aktualizovat podle požadované nebo předpokládané zbytkové životnosti mostu N (viz další text – předpokládá se, že referenční doba pro hodnocení spolehlivosti se rovná zbytkové životnosti).

Na základě reálného projektu železobetonového mostu s předpokládanou zbytkovou životností N = 20 let se dále ukazuje aktualizace hodnot dílčích součinitelů  $\gamma$  pro materiály a zatížení.

## 3.1 Dílčí součinitele materiálu

Pro materiálové vlastnosti a odolnost konstrukce se obvykle předpokládá dvouparametrické lognormální rozdělení s počátkem v nule (viz *ČSN ISO 13822* a *TP 224*). Pro stanovení dílčího součinitele materiálu se použije vztah:

$$\gamma_{\rm M} = f_{\rm k} / f_{\rm d} = f_{\rm k} / \left[ \mu_f \exp(-\alpha_R \beta V_R) \right], \tag{2}$$

kde:

- *f*<sub>k</sub> je charakteristická hodnota odolnosti materiálu (obvykle 5% kvantil) stanovená např. podle článku 4.3 v *TP 224*: *f*<sub>k</sub> = μ<sub>f</sub> exp(-*k<sub>n</sub> V<sub>f</sub>*)],
- $\mu_f$  je průměrná hodnota pevnosti materiálu,
- *k<sub>n</sub>* je součinitel pro stanovení požadovaného kvantilu charakteristické odolnosti závislý na počtu zkoušek *n* podrobnosti jsou uvedeny v ČSN EN 1990,
- $\alpha_R$  je součinitel citlivosti, pro odolnost materiálů uvažovaný zpravidla hodnotou  $\alpha_R = 0.8$  (*ČSN EN 1990*),
- β je požadovaný směrný index spolehlivosti (např. podle ČSN EN 1990, ČSN ISO 13822 nebo TP 224),
- V<sub>R</sub> je variační koeficient odolnosti, který v sobě zahrnuje nejen variační koeficient materiálu V<sub>f</sub>, ale i nejistotu v geometrických vlastnostech V<sub>geo</sub> a nejistotu modelových nejistot V<sub>θ</sub>. Výslednou hodnotu V<sub>R</sub> lze stanovit např. ze vztahu (TP 224):

$$V_R = \sqrt{(V_f^2 + V_{geo}^2 + V_{\theta}^2)}$$
(3)

Pro stanovení hodnoty dílčího součinitele materiálu lze využít různé způsoby, vždy v závislosti na charakteru a podrobnostech vstupních informací. Obvykle se vychází buď z hodnot normových vlastností materiálu (pevnost, apod.) a ověřených rozměrů mostu, nebo z vlastností materiálů stanovených diagnostickým průzkumem. Tomu odpovídají různé způsoby stanovení dílčích součinitelů materiálu, resp. charakteristických vlastností použitých materiálů a jejich variačních koeficientů vstupujících do vztahů pro jejich stanovení.

Pokud jsou pro stanovení návrhové pevnosti materiálu použity charakteristické hodnoty podle norem, doporučuje se použít variační koeficienty podle tab. 1 převzaté z *TP 224*. V případě stanovení charakteristik materiálu a geometrie přímým měřením se variační koeficient stanoví klasickými statistickými metodami.

Materiál	$V_X$	$V_{geo}$	$V_{ heta}$	$V_R$
Beton	0,15	0,05	0,05	0,166
Betonářská výztuž	0,05	0,05	0,05	0,087
Konstrukční ocel	0,05	0,01	0,05	0,071

Tab. 1: Informativní hodnoty variačních koeficientů pro stavební materiály existujících konstrukcí podle *TP 224* 

Poznamenáme, že při stanovení dílčího součinitele materiálu pro konstrukční ocel  $\gamma_S$  je potřebné uvážit, že hodnota dílčího součinitele bude obvykle větší než 1,0, tj. než hodnota uváděná v předpisech pro navrhování. To je důsledek materiálových předpokladů přijatých v současně platných ČSN EN pro navrhování ocelových konstrukcí a jejich neplatnosti pro existující konstrukce.

## Betonářská a konstrukční ocel

V případě betonářské nebo konstrukční oceli je obvykle třeba aktualizovat součinitel materiálu pro stanovení návrhové meze kluzu y<sub>S</sub>. Pro ilustraci jsou uvedeny dva příklady stanovení dílčího součinitele pro betonářskou výztuž v závislosti na míře znalostí o konstrukci.

a) Materiálové charakteristiky výztuže stanoveny podle ČSN ISO 13822. V příkladu se uvažuje železobetonový trámový most z roku 1940. Je známa poloha hlavní nosné výztuže a její množství. Na základě těchto údajů, tvaru výztuže a ověřovacího výpočtu s využitím předpisů platných v době výstavby mostu se předpokládá třída (kvalita) výztuže C52. Pro tuto výztuž se podle *ČSN ISO 13822* uvažuje charakteristická hodnota meze kluzu  $f_{vk} = 340$  MPa.

Aktualizovaný součinitel  $\gamma_{\rm S}$  lze stanovit ze vztahu (4.22) v *TP 224* s využitím upřesněného variačního koeficientu  $V_R$  podle tab. 1. Přitom lze s ohledem na realizovaná měření polohy betonářské výztuže a ověření skutečné plochy výztuže předpokládat, že variační koeficient  $V_{geo}$  je roven hodnotě 0,025:

$$V_R = \sqrt{(0,05^2 + 0,025^2 + 0,05^2)} = 0,075$$

 $\gamma_{\rm S} = \exp(-k_n V_{fy}) / \exp(-\alpha_R \beta V_R) = \exp(-1.645 \times 0.05) / \exp(-0.8 \times 3.8 \times 0.075) = 1.16$ 

Poznamenáme, že součinitel  $k_n$  se uvažuje podle tabulky A.2 *TP 224* pro nekonečný počet vzorků. Důvodem je předpoklad stanovení hodnoty  $f_{yk}$  v *ČSN ISO 13822* na základě dostatečně širokého statistického souboru.

b) Materiálové charakteristiky výztuže získány měřením. Uvažujme nyní, že v rámci diagnostického průzkumu byly na mostní konstrukci provedeny materiálové zkoušky betonářské výztuže tvrdoměrem s následujícími výsledky (součinitel konverze již uplatněn):

 $f_{vi} = \{370, 391, 402, 396, 409\}$  (v MPa); počet měření n = 5

Statistickým vyhodnocením souboru výsledků byly získány charakteristiky uvedené v tab. 2 (při stanovení součinitele  $k_n = 2,33$  se uvažuje neznámá směrodatná odchylka  $\sigma_X$  a postupuje se podle tab. A.2 v *TP 224*).

Aktualizovaný součinitel  $\gamma_{\rm S}$  se potom stanoví ze vztahu (4.21) v *TP 224* s využitím upřesněného variačního koeficientu  $V_R$ . Takto stanovený součinitel  $\gamma_{\rm S}$  se vztahuje k výše uvedené charakteristické hodnotě meze kluzu  $f_{\rm yk}$ .

$$V_R = \sqrt{(0.038^2 + 0.025^2 + 0.05^2)} = 0.068$$
  
 
$$\gamma_S = f_{yk} / [\mu_{fy} \exp(-\alpha_R \beta V_R)] = 360 / [394 \exp(-0.8 \times 3.8 \times 0.068)] = 1.12$$

Tab. 2: Statistické charakteristiky meze kluzu výztuže

Charakteristika	Symbol	Hodnota	Poznámka
Průměrná hodnota	$\mu_{fy}$	394 MPa	-
Směrodatná odchylka	$S_{fy}$	14,8 MPa	-
Variační koeficient	$V_{fy}$	0,038	-
Charakteristická hodnota	$f_{ m yk}$	$= \exp(m_Y - k_n s_Y) = $ 360 MPa	kde $m_Y = \Sigma(\ln f_{yi}) / n = 5,975;$ $s_Y^2 = \Sigma[(\ln f_{yi} - m_Y)^2] / (n - 1) = 0,0381^2$

Tab. 3: Statistické charakteristiky pevnosti betonu v tlaku

Charakteristika	Symbol	Hodnota	Poznámka
Průměrná hodnota	$\mu_{fc}$	35,1 MPa	-
Směrodatná odchylka	S <sub>fc</sub>	1,58 MPa	-
Variační koeficient	$V_{fc}$	0,045	-
Charakteristická hodnota	$f_{ m ck}$	$= \exp(m_Y - k_n s_Y) = $ 32,3 MPa	kde $m_Y = \Sigma(\ln f_{ci}) / n = 3,557;$ $s_Y^2 = \Sigma[(\ln f_{ci} - m_Y)^2] / (n - 1) = 0,0440^2$

## Beton

Aktualizace součinitele materiálu  $\gamma_{\rm C}$  je v tomto článku uvedena pouze pro případ vyhodnocení zkoušek materiálu. Pokud by byla známa pouze geometrie konstrukce a materiálové zkoušky by nebyly provedeny, postupuje se obdobně jako v případě a) u betonářské výztuže a vychází  $\gamma_{\rm C} = 1,27$ . U existujících monolitických konstrukcí se však doporučuje vždy ověřit pevnost betonu alespoň pomocí nedestruktivních zkoušek.

**b)** Materiálové charakteristiky betonu získány měřením. V rámci diagnostického průzkumu byly provedeny materiálové zkoušky betonu Schmidtovým kladívkem. Kalibrace konverzních součinitelů použité metody byla provedena na základě tří destruktivních zkoušek na válcových vývrtech. Měřením byly získány následující hodnoty pevností:

 $f_{ci} = \{35,5; 35,4; 33,8; 33,9; 33,2; 35,9; 35,0; 34,5; 39,4; 34,3; 34,9; 33,2; 36,9; 35,9; 34,5\}$  (v MPa); počet měření n = 15

Statistickým vyhodnocením souboru byly získány charakteristiky uvedené v tab. 3 (při stanovení součinitele  $k_n = 1,84$  se uvažuje neznámá směrodatná odchylka  $\sigma_X$  a postupuje se podle Tab. A.2 v *TP 224*).

Aktualizovaný součinitel  $\gamma_{\rm C}$  se potom stanoví ze vztahu (4.21) v *TP 224* s využitím upřesněného variačního koeficientu  $V_R$ . Při jeho stanovení se uvažuje nejistota měření  $V_{\varepsilon} = 0,1$  pro stanovení pevnosti Schmidtovým kladívkem a nízká hodnota  $V_{geo}$  uvažovaná pro rozměry existující konstrukce stanovené na základě měření.

 $V_R = \sqrt{(0,045^2 + 0,1^2 + 0,025^2 + 0,05^2)} = 0,12$  $\gamma_C = f_{ck} / [\mu_{fc} \exp(-\alpha_R \beta V_R)] = 32,3 / [35,1 \exp(-0,8 \times 3,8 \times 0,12)] = 1,32$ 

Zdůrazníme, že hodnotu  $V_{\varepsilon} = 0,1$  lze uvažovat pouze pro měření Schmidtovým kladívkem kalibrovaná s využitím jádrových vývrtů na sledované konstrukci a pro homogenní betony [8].

Tab. 4: Pravděpodobnostní rozdělení a obvyklé hodnoty variačních součinitelů a součinitelů modelových nejistot pro nejčastější typy zatížení

Druh zatížení	Obvyklé pravděpodobnostní rozdělení	Součinitel citlivosti <i>α<sub>E</sub></i> pro dominantní zatížení	V	γsd
Vlastní tíha	Normáluí		0,05	1.05
Ostatní stálé	normann	-0,7	0,10	1,05
Teplota – účinek ročního maxima	Gumbelovo		0,07	1,10

## 3.2 Dílčí součinitele zatížení

Pro popis zatížení se používají různá pravděpodobnostní rozdělení podle charakteru zatížení (viz např. *TP 224*). Pro stálá zatížení se zpravidla používá normální rozdělení, pro zatížení proměnná potom rozdělení Gumbelovo nebo Weibullovo (viz např. *TP 224*). Obvyklá pravděpodobnostní rozdělení pro nejčastější druhy zatížení jsou uvedeny v tab. 4.

Pro stanovení dílčího součinitele zatížení se použije vztah:

$$\gamma_F = F_{\rm d} / F_{\rm k} \tag{4}$$

kde:

 $F_{\rm d}$  – je návrhová hodnota zatížení nebo jeho účinku,

 $F_k$  – je charakteristická hodnota zatížení nebo jeho účinku.

Pokud jsou při ověření odolnosti konstrukce použity hodnoty zatížení z norem (např. převzaté z návrhových předpisů), doporučuje se použít variační koeficienty podle tab. 4 sestavené na základě *TP 224* a dalších podkladových materiálů. V případě stanovení zatížení přímým měřením (např. vlastní tíha materiálů) se variační koeficient stanoví klasickými statistickými metodami. Vliv nejistoty při stanovení účinků zatížení lze zjednodušeně vyjádřit součinitelem modelových nejistot *y*<sub>Sd</sub>.

## Stálá zatížení

Charakteristickou hodnotu stálého zatížení lze obvykle uvážit jako hodnotu stanovenou na základě průměrné objemové tíhy použitého materiálu a průměrných rozměrů konstrukce, tedy  $G_k = \mu_G$ . Za předpokladu normálního rozdělení se dílčí součinitel zatížení  $\gamma_G$  stanoví ze vztahu (4.4) v *TP 224*:

$$\gamma_G = G_d / G_k = 1 - \alpha_E \beta V_G \tag{5}$$

Při stanovení součinitelů pro stálé zatížení je třeba rozlišovat, zda je zatížení stálé dominantní (vztah 6.10a) nebo vedlejší (vztah 6.10b) podle *ČSN EN 1990* – viz také vztah (1). V závislosti na tom se pak mohou uvážit rozdílné součinitele citlivosti  $\alpha_E$  (viz *ČSN EN 1990*). Pro zjednodušení se v dalším textu uvažuje vždy  $\alpha_E = -0.7$ . Odvozený součinitel se pak u vedlejších zatížení přenásobí redukčním součinitelem ( $\zeta$  u stálých,  $\psi_0$  u proměnných zatížení).

Hodnota variačního koeficientu  $V_G$  je závislá na vstupních parametrech a je ji možno stanovit buď odhadem (tab. 4) nebo výpočtem, tedy obdobně jako při stanovení dílčích součinitelů materiálu. Níže uvedené příklady pro stanovení hodnot stálých zatížení jsou zpracovány pouze pro vlastní tíhu nosné konstrukce, v případě ostatního stálého zatížení se postupuje obdobně s uvážením příslušných vstupních údajů podle tab. 4. Tab. 5: Statistické charakteristiky vlastní tíhy

Charakteristika	Symbol	Hodnota
Průměrná hodnota (= charakteristická)	$\mu_{gc}$	23,0 kN/m <sup>3</sup>
Směrodatná odchylka	Sgc	0,43 kN/m <sup>3</sup>
Variační koeficient	$V_{gc}$	0,43 / 23,0 = 0,02

a) Geometrie konstrukce známa, objemová tíha stanovena podle ČSN EN 1991-1-1:2004. Na konstrukci bylo provedeno zaměření geometrie, rozměry se uváží průměrnými hodnotami a objemová hmotnost tabulkovou hodnotou ( $g = 25 \text{ kN/m}^3$ ). Pro výpočet součinitele zatížení vlastní tíhou se uváží variační koeficient objemové tíhy  $V_G = 0,05$  vycházející z tab. 4. Součinitele zatížení jsou:

 $\gamma_g = 1 - \alpha_E \beta V_G = 1 - (-0.7) \times 3.8 \times 0.05 = 1.13$ Při uvážení součinitele modelových nejistot  $\gamma_{Sd}$ :  $\gamma_G = 1.13 \times 1.05 = 1.19$ .

*b) Geometrie konstrukce známa, objemová tíha stanovena zkouškami.* Objemová hmotnost betonu byla stanovena zkouškami s těmito výsledky:

 $g_{ci} = \{23,5; 23,1; 22,9; 23,2; 23; 22,5; 22,6; 23,6; 22,3; 23,3\} \text{ v kN/m}^3, n = 10$ 

Statistickým vyhodnocením souboru výsledků zkoušek byly za předpokladu normálního rozdělení získány charakteristiky uvedené v tab. 5. Součinitele zatížení pro vlastní tíhu jsou:

$$\gamma_g = 1 - \alpha_E \beta V_{gc} = 1 - (-0,7) \times 3.8 \times 0.02 = 1.05$$

Při uvážení  $\gamma_{Sd}$ :  $\gamma_G = 1,05 \times 1,05 = 1,10$ .

#### Zatížení dopravou

Charakteristické hodnoty zatížení dopravou stanovuje ČSN 73 6222 jako nominální hodnoty tíhy (zatížitelnosti) vozidel příslušného schématu zatížitelnosti (normální, výhradní, výjimečná) s uvážením vlivu dynamických účinků. Při výpočtu zatížitelnosti se uvažuje, že během zbytkové životnosti mostu může běžně docházet k přejezdu vozidel stanovené tíhy (zatížitelnosti). Oproti schématu zatížení dopravou (LM1) definovaném v ČSN EN 1991-2:2005 (s dobou návratu charakteristického zatížení 1000 let) se tedy jedná o "skutečné" zatížení, u kterého se očekává doba návratu kratší než referenční doba pro ověření spolehlivosti.

S ohledem na výše uvedené skutečnosti lze konstatovat, že součinitel zatížení dopravou  $\gamma_Q$  závisí zejména na výstižnosti stanovení modelu zatížení a skutečných hmotnostech vozidel pohybujících se na mostě. Protože současné předpisy prozatím neposkytují návod pro stanovení součinitele zatížení dopravou, je použito závěrů článku [9]. V uvedeném článku jsou odvozeny součinitele zatížení pro dobře definovaná zatížení dopravou (zatížení vojenskými vozidly), které lze s jistou mírou obezřetnosti převzít i do výpočtu zatížitelnosti.

Na obr. 1 je uvedena závislost hodnot součinitele zatížení dopravou  $\gamma_Q$  v závislosti na indexu spolehlivosti  $\beta$  pro dobře definovaná zatížení s různými variačními koeficienty modelových nejistot  $V_{\theta E}$  a pro variační koeficient dynamického součinitele 0,05 [9]. Důležitým předpokladem odvození je, že povolená hmotnost vozidla nebude na mostě nikdy překročena. Zvláště pro nižší hodnoty zatížitelnosti (zejména  $V_n \leq 16$  t) lze však očekávat, že tento předpoklad nebude splněn.



Obr. 1: Hodnota součinitele zatížení dopravou  $\gamma_Q$  v závislosti na indexu spolehlivosti  $\beta$ a variačním koeficientu zatížení  $V_{\theta E}$  podle [9]

Pro hodnotu součinitele zatížení  $\gamma_Q$  lze tedy bezpečně doporučit hodnoty vycházející z hodnoty  $V_{\partial E} = 0,1$ . Pro požadovaný index spolehlivosti  $\beta = 3,8$  vychází podle obr. 1 hodnota  $\gamma_Q = 1,38$ , tedy téměř shodná s hodnotou  $\gamma_Q = 1,35$  uváděnou v *ČSN EN 1990*. Zdůrazníme, že při navrhování se dílčí součinitel používá v kombinaci s "bezpečnou" charakteristickou hodnotou (~1000-letá doba návratu), zatímco při výpočtu zatížitelnosti odpovídá charakteristická hodnota přibližně průměru.

#### Zatížení teplotou

*TP 224* doporučuje pro stanovení účinků teploty využít statisticky vyhodnocené meteorologické údaje. Pokud nejsou k dispozici, uvažují se hodnoty zatížení teplotou podle CSN EN 1991-1-5:2005. Aktualizace součinitele zatížení teplotou je potom založena na zohlednění požadované doby životnosti mostu, v uvažovaném případě N = 20 let.

Pro roční maxima zatížení teplotou se zjednodušeně uvažuje Gumbelovo rozdělení, navíc s apriorním poměrem  $\mu_T / T_k \approx 0.9$  (viz [10]) a variačním koeficientem  $V_T = 0.07$  (viz tab. 4). Aktualizovaný dílčí součinitel  $\gamma_T$  lze potom stanovit na základě vztahu (4.9) v *TP 224* ( $\Phi$  je distribuční funkce normovaného normálního rozdělení):

$$\gamma_t = T_d / T_k = 0.9T_d / \mu_T = 0.9\{1 - V_T[0.45 - 0.78\ln N + 0.78\ln(-\ln(\Phi(-\alpha_E\beta_t)))]\} = 0.9\{1 - 0.07[0.45 - 0.78\ln(20) + 0.78\ln(-\ln(\Phi(-(-0.7) \times 3.8)))]\} = 1.29$$

Při uvážení součinitele  $\gamma_{Sd}$ :  $\gamma_T = 1,29 \times 1,1 = 1,42$ 

# 4 APLIKACE ZÍSKANÝCH VÝSLEDKŮ

Aktualizované součinitele materiálu a zatížení byly využity pro stanovení zatížitelnosti uvažovaného železobetonového trámového mostu o dvou polích s rozpětím  $2 \times 18,5$  m (obr. 2). Pro přehlednost jsou výsledky stanovení zatížitelnosti v závislosti na vstupních parametrech uspořádány do tab. 6.



Obr. 2: Schéma konstrukce a příčného řezu, včetně vyztužení

Charakteristika	Dílčí součinitel				Zatížitelnost [t]			
vstupních dat	γs	γc	γ <sub>G</sub>	γQ	$\gamma_T$	Vn	Vr	Ve
Odolnost i zatížení podle ČSN EN pro navrhování, geometrie podle projektu	1,15	1,50	1,35	1,35	1,5	12	26	97
Upřesnění podle zbytkové životnosti a měření geometrie	1,16	1,27	1,19	1,35*	1,42	16	34	130
Vlastnosti materiálů získány experimentálními zkouškami	1,12	1,32	1,10	1,38	1,42	21	45	169
Vlastnosti materiálů získány experimentálními zkouškami	1,12	1,32	1,10	1,38	1,42	21	45	

Tab. 6: Porovnání vlivu aktualizace dílčích součinitelů podle míry znalostí o konstrukci

\* Nebylo stanoveno, přejímá se z ČSN EN 1990

Pozn.: Výsledné zatížitelnosti jsou získány na základě již neplatné ČSN 73 6222:2009, která byla nahrazena ČSN 73 6222:2013. Zásadní změnou mezi předpisy je úprava schémat zatížení pro stanovení výhradní a výjimečné zatížitelnosti. Podle ČSN 73 6222:2013 budou hodnoty výhradní zažitelnosti vyšší, zatímco výjimečná zatížitelnost mírně poklesne.

Pokud je zatížitelnost mostu nedostatečná, může investor zvážit snížení požadované zbytkové životnosti mostu nebo snížení požadované spolehlivosti (součinitel  $\beta$ ). Snížení zbytkové životnosti na N = 5 let přitom ovlivní pouze dílčí součinitel pro zatížení teplotou. Pro N = 5 dostaneme  $\gamma_T = 1,22$  a s uvážením modelových nejistot potom  $\gamma_T = 1,1 \times 1,22 = 1,34$ .

Naproti tomu volba nižší požadované spolehlivosti vyjádřené pomocí indexu spolehlivosti  $\beta$  ovlivní hodnoty všech dílčích součinitelů. Pokud například uvážíme  $\beta = 3,1$  (pro CC1b, mosty malých rozpětí na silnicích II. a III. tř. podle *TP 224*), klesnou dílčí součinitele v průměru přibližně o 5 %. To lze považovat za dobrou shodu s doporučeními uvedenými v *ČSN EN 1990*, která při snížení spolehlivosti o jednu třídu (v našem případě z CC2 na CC1b) doporučuje redukovat součinitele nepříznivě působících zatížení o 10 % a původní hodnoty dílčích součinitelů materiálu ponechat.

# 5 ZÁVĚR

V článku byly popsány a na příkladech vysvětleny současné možnosti úprav dílčích součinitelů materiálu a zatížení při ověření existujících konstrukcí (výpočtu zatížitelnosti), včetně možností zavedení skutečných vlastností použitých materiálů a geometrie zjištěných diagnostickým průzkumem. Z výsledků aplikace aktualizovaných dílčích součinitelů je patrný významný vliv znalosti vstupních parametrů na hodnoty dílčích součinitelů, a to především u materiálových vlastností a stálých zatížení. Vyšší míra znalostí konstrukce je však vyvážena vyšším rozsahem a cenou diagnostického průzkumu. Tím se ale jen potvrzuje zásadní význam vhodně navrženého, správně provedeného a kompetentně vyhodnoceného diagnostického průzkumu na zatížitelnost

konstrukce. Na základě získaných výsledků lze předpokládat, že náklady investované do diagnostického průzkumu se významně promítnou do stanovené zatížitelnosti mostu.

## PODĚKOVÁNÍ

Příspěvek vznikl v rámci řešení projektu VG20122015089 podporovaného Ministerstvem vnitra ČR a projektu TA03031099 podporovaného Technologickou agenturou ČR.

## LITERATURA

- [1] JCSS. *Probabilistic Assessment of Existing Structures*. 1st ed. Joint Committee on Structural Safety, RILEM Publications S.A.R.L., 2001.
- [2] Vrouwenvelder, ACWM, Scholten, N. Assessment Criteria for Existing Structures. *Struct Eng Int.* 2010, roč. 20, s. 62-65.
- [3] Steenbergen, RDJM, Vrouwenvelder, ACWM. Safety philosophy for existing structures and partial factors for traffic loads on bridges. *Heron.* 2010, roč. 55, s. 123-39.
- [4] Holický, M. Optimisation of the target reliability for temporary structures. *Civ Eng Environ Syst.* 2013, roč. 30, s. 87-96.
- [5] Sykora, M, Holicky, M. Target reliability levels for the assessment of existing structures case study, In *Proc. IALCCE 2012*, Leiden: CRC Press/Balkema, 2012, p. 813-20.
- [6] HOLICKÝ, M., JUNG, K. a SÝKORA, M. Stanovení charakteristické pevnosti konstrukcí z betonu na základě zkoušek. *Stavebnictví*. Brno: EXPO DATA, 2009, roč. 2009, č. 03, s. 53-57. ISSN 1802-2030.
- [7] DIAMANTIDIS, D., HOLICKÝ, M. a další. Innovative Methods for the Assessment of Existing Structures. 1. vydání. Praha: ČVUT v Praze, Kloknerův ústav, 2012. s. 148. ISBN 978-80-01-05115-3.
- [8] Breysse, D. Nondestructive evaluation of concrete strength: An historical review and a new perspective by combining NDT methods. *Construction and Building Materials* 2012, roč. 33, s. 139-163.
- [9] Lenner, R., Keuser, M., Sýkora, M. Safety Concept and Partial Factors for Bridge Assessment under Military Loading (in press). *Advances in Military Technology* 2014, ISSN 1802-2308.
- [10] Sýkora M., Holický M., Marková J. Verification of Existing Reinforced Concrete Bridges using a Semi-Probabilistic Approach; In: *Engineering Structures* 56 (November 2013): 1419-1426.

## **Oponentní posudek vypracoval:**

Prof. Ing. Břetislav Teplý, CSc., Ústav stavební mechaniky, Fakulta stavební, VUT v Brně.

Roman Lenner, MSc., Ph.D., Department of Civil Engineering, University of Stellenbosch, South Africa.

číslo 2, rok 2014, ročník XIV, řada stavební

článek č. 16

## Vitali NADOLSKI<sup>1</sup>, Miroslav SYKORA<sup>2</sup>

#### UNCERTAINTY IN RESISTANCE MODELS FOR STEEL MEMBERS

#### Abstract

Resistance of steel structures is primarily dependent on material properties, geometry and uncertainties related to an applied model. While materials and geometry can be relatively well described, the uncertainties in resistance models are not yet well understood. In many cases significant efforts are spent to improve resistance models and reduce uncertainty associated with outcomes of the model. However, these achievements are then inadequately reflected in the values of partial factors. That is why the present paper clarifies a model uncertainty and its quantification. Initially a general concept of the model uncertainty is proposed. Influences affecting results obtained by tests and models and influences of actual structural conditions are overviewed. Statistical characteristics of the uncertainties in resistance of steel members are then provided. Simple engineering formulas, mostly based on the EN 1993-1-1 models, are taken into account. To facilitate practical applications, the partial factors for the model uncertainties are derived using a semi-probabilistic approach.

## Keywords

Model uncertainty, steel structures, partial factor, reliability, resistance.

## **1 INTRODUCTION**

It is recognised that structural resistances can be predicted by appropriate modelling of material properties, geometric variables and uncertainties related to a model under consideration. The effects of variability of materials and geometry on reliability of steel structures are relatively well understood. However, better description of model uncertainties is desired as they significantly affect reliability of most steel structures. Improved information on the model uncertainties can be utilised in both structural design and assessment of existing structures. In the latter relative importance of the model uncertainties may increase since tests may reduce the uncertainties in basic variables.

The submitted study provides a general concept of the model uncertainty. Statistical data and available probabilistic models for the uncertainty in resistance of steel members are overviewed. Simple engineering formulas mostly based on the models provided in EN 1993-1-1 [1] (hereafter "Eurocode 3") are taken into account. Generally applicable models for the model uncertainties are then proposed. To facilitate practical applications the partial factors for the model uncertainties are derived using a semi-probabilistic approach. Outcomes of this study can be utilised not only in civil engineering, but also in mechanical engineering, power engineering and other industries where steel structures are used.

<sup>&</sup>lt;sup>1</sup> Ing. Vitali Nadolski, Department of Steel and Timber Structures, Faculty of Civil Engineering, BNTU – Belarusian National Technical University, ave. Nezavisimosty 65, 220013 Minsk, Republic of Belarus, phone: (+375) 259 997 991, e-mail: nadolskivv@mail.ru.

<sup>&</sup>lt;sup>2</sup> Ing. Miroslav Sýkora, Ph.D., Department of Structural Reliability, Klokner Institute, Czech Technical University in Prague, Solinova 7, 16608 Prague, Czech Republic, e-mail: miroslav.sykora@klok.cvut.cz.

## 2 GENERAL CONCEPT OF MODEL UNCERTAINTY

The model uncertainty can be represented by a random variable accounting for simplifications of considered models [2]. Model uncertainties can be associated with:

- Resistance models (based on simplified relationships or complex numerical models),

- Models for action effects (assessment of load effects and their combinations).

The model uncertainty can be obtained from comparisons of physical tests and model results. Obviously the model uncertainty should be always associated with a computational model under consideration. Moreover, actual structure-specific conditions need to be taken into account when they significantly deviate from test conditions. The significance of influences affecting tests, model results and actual structural conditions depends substantially on an analysed structural member or load effect. A general concept of the model uncertainty indicated in Fig. 1 is applicable to both resistance and load effect models.



Fig. 1: General concept of the model uncertainty

The uncertainties in resistance models are hereafter discussed only. Examples of the influences affecting test and model results for resistance variables are given in Tab. 1. A similar list could be provided for load effect models.

In general the following aspects should be considered in the assessment of the model uncertainty:

- Test conditions should be correctly defined and test results properly evaluated.

- The uncertainty of a resistance model is dependent on the failure definition (maximum load, strain, deflection etc.). Here it is assumed that the maximum load and corresponding resistance is to be estimated by a model. Greater variability of the model uncertainty is anticipated for the other failure criteria, however.

Categories	Influences	Explanation	Examples
TEST RESULTS	Test setup	Uncertainties related to test procedure	- accuracy of test method (accuracy of gauges, friction, assembly stiffness)
			- deviations of individual tests (variability of particular conditions)
			- boundary conditions (supports of specimens)
			- loading conditions (transfer, speed)
	Identification of resistance	Vagueness in failure indicator	- ultimate strength, strain, deflection
MODEL	MODEL Model Simplificat		- boundary conditions
RESULTS	simplification approximations of model under consideration	- idealized stress-strain diagram of steel	
			- geometrical imperfections such as lack of verticality, straightness or flatness
			- steel hardening
			- lack of knowledge
	Description of input data	Assumptions concerning variables with unknown actual values	- internal dimensions, residual stresses, yield and ultimate strength, plastic strain
	Computational options	Choices (simplifications) to be made by analysts in setup of model	- discretisation, type of finite elements, boundary conditions

Tab. 1: Examples of the influences affecting test and model results (resistances)

It should always be assured that a specimen fails in an investigated failure mode; e.g. when the model uncertainty in shear is analysed, beams failed in bending should not be considered.

The following circumstances often yield differences between structure and test specimens and should then be considered in the assessment of model uncertainty:

- Quality control of execution (particularly for in-situ assembled structures),

- Boundary conditions (supports, joints),
- Loading conditions (transfer, combination of shear and bending moments),
- Degradation aspects etc.

A care should be taken to avoid double considerations of some effects given above; for instance the quality control can be reflected separately from the model uncertainty. If needed, appropriate modifications of the model uncertainty, such as increasing variability and/or adjustments of the mean value, should be accepted. In most cases expert judgement is necessary to account for the effects of actual structural conditions. Their general quantification is hardly possible and thus these effects are not discussed hereafter.

#### **3 ASSESSMENT**

The uncertainties in resistance models should be estimated considering the following aspects [3]:

- The database of observations or test results, including all test parameters required for repeating of the tests and calculating the resistance by the model under investigation forms the basis of model uncertainty assessment.

- The range of parameters for the dataset (such as material strength classes or slenderness) defines the range of applicability of the model uncertainty derived for a given failure mode and resistance model.

- Statistical treatment of model uncertainty observations includes proof of unbiased sampling, goodness of fit tests and tests of outliers.

The multiplicative relationship is accepted here [2]:

$$R(\mathbf{X}, \mathbf{Y}) \approx \theta \operatorname{R}_{\text{model}}(\mathbf{X})$$
(1)

where:

R – is response of a structure - actual resistance estimated from test results,

 $R_{model}$  - is model resistance - estimate of the resistance based on the model results,

 $\theta$  – model uncertainty due to factors affecting test and model results (Tab. 1),

X – vector of basic variables included in the resistance model and

Y – vector of variables neglected in the model, but possibly affecting the resistance.

In general the model uncertainty can be viewed as an auxiliary variable selected to provide the best estimates of test results on the basis of the considered model. The mean value of  $\theta$  should be determined in such a way that, on average, the calculation model predicts correctly the test results.

For model uncertainties a lognormal distribution with the origin at zero (hereafter "lognormal distribution") is commonly accepted [2]. For a given database of test and model outcomes, characteristics of  $\theta$  can be assessed using the procedure for the statistical determination of a resistance parameter according to EN 1990 [4].

The model uncertainty  $\theta$  in general depends on basic variables **X**. Influence of individual variables on  $\theta$  can be assessed by a regression analysis. It is also indicated that the model describes well the essential dependency of *R* on **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.

It may also be important to define ranges of the input parameters X for which the accepted model uncertainty is valid. Such intervals should be established on the basis of:

- Admissible ranges of X for the model (for instance limits on steel strength) and

- Simplifications in modelling of  $\theta$  (for instance when  $\theta$  can be considered independent of the basic variable in a specified interval).

Detailed discussion concerning model uncertainties is provided elsewhere [12, 13].

Type of model	Mean $\mu_{\theta}$	Coefficient of variation $V_{\theta}$	Reference
	1.15	0.05	[5, 6]
Resistance model for generic steel member	1.00	0.05	[7]
	1.10	0.07	[8]
Bending resistance	1.0	0.05	[2]
	1.10	0.07	[9, 10]
Shear resistance	1.0	0.05	[2]
Deflection of beams	1.10	0.07	[9]
	1.00	0.05	[11]
Resistance of a column	1.30	0.10	[9]
Welded joints	1.15	0.15	[2]
	1.20	0.2	[9]
Bolted joints	1.25	0.15	[2]
Bolted joints - failure of flange	1.07	0.11	[9]
Bolted joints – bolt failure	1.11	0.05	[9]
Bolted joints – bolt failure/ yielding of flange	1.05	0.06	[9]

Tab. 2: Statistical characteristics of the model uncertainty accepted in various studies for the calibration of partial factors in Eurocode 3

## 4 AVAILABLE PROBABILISTIC MODELS

## 4.1 Models accepted in calibrations of codified models

Available publications concerning calibrations of partial factors indicate that approximations for the uncertainties in resistance models of steel members are often adopted. This is illustrated in Tab. 2 that shows statistical characteristics of the model uncertainty accepted for the calibration of partial factors in Eurocodes.

Except for effects of the loss of local stability, the resistance models for verifications of crosssections of steel members (bending moment, axial force and shear) are nearly identical in various normative documents. Therefore, it seems that the same characteristics of  $\theta$  can be accepted for these models in a first approximation.

The comparison [14] of the provisions adopted in AISC-360 [15] and Eurocode 3 revealed a minor difference in the calculation of buckling resistance of members in compression or bending. The study [16], focused on the models provided in SNIP II-23 [17] and Eurocode 3, indicated that the models for buckling resistances are slightly different. An important difference is that buckling curves in Eurocode 3 correspond to a 5% fractile while the curves accepted in the Canadian and American standards were obtained as mean values (50% fractiles).

Tab. 3: Statistical parameters of  $\theta$  for bending resistance (cross-section)

Description	$\mu_ heta$	$V_{ heta}$	Ref.
Partly restrained - $\lambda_{LT} < 0.4$ (Class 1 or 2 cross-sections)	1.14	0.032	[19]
Fully restrained - $\lambda_{LT} \approx 0$ (Class 1 or 2 cross-sections)	1.19	0.023	[19]
Development of plastic deformation (Class 1 or 2 cross- sections)	1.10	0.11	[20]
Yielding (Class 3 cross-sections)	1.07	0.06	[20]
Statically determinate beams with uniform moment (Class 1 or 2 cross-sections)	1.02	0.06	[21]
Statically determinate beams with gradient moment (Class 1 or 2 cross-sections)	1.24	0.10	[21]
Statically indeterminate beams (for Class 1 or 2 cross- sections)	1.06	0.07	[21]

In some cases the resistance models significantly differ; this is particularly the case of models taking into account the loss of local stability [16, 18]. Therefore, a crude approximation may be gained when the uncertainty in a particular model for buckling or lateral torsional buckling is inferred on the basis of results obtained for another model.

## 4.2 Available statistical data

In the following statistical data for the uncertainty in resistance of steel members are overviewed.

## Bending resistance of the cross-section

Statistical information concerning the bending resistance model according to Eurocode 3 (rolled I-sections of Class 1 and 2) provided in [19] (Tab. 3) is based on test outcomes of:

- 20 specimens that were partly restrained from the loss of stability (non-dimensional slenderness  $\lambda_{LT} < 0.4)$  and

- 12 specimens fully restrained from the loss of stability (continuous restraints of member,  $\lambda_{LT} = 0$ ).

The test resistance was obtained as a minimum of the ultimate resistance and the resistance for which the angle of rotation at the support was 6°. It should be noted that one of the main objectives of the study [19] was to minimise the factors affecting test results (Tab. 1). This likely reduced variability of the test results and a very small coefficient of variation  $V_{\theta}$  was achieved.

Statistical data for bending resistances obtained during 80 years in Canada [20] are given Tab. 3. Rolled and welded sections were not distinguished which, in general, is incorrect particularly in the case of stability verifications (due to different effects of residual stresses on imperfections). In addition Tab. 3 shows the statistical parameters of  $\theta$  for the bending resistance with the development of plastic deformations provided in [21] for

- Statically determinate beams exposed to a uniform bending moment (33 tests),
- Statically determinate beams with a gradient bending moments (43 tests) and
- Statically indeterminate beams (41 tests).

Description		$\mu_ heta$	$V_{ heta}$		
rolled profiles					
general case	$\alpha_{\rm LT} = 0.21$	1.18	0.085		
general case	$\alpha_{\rm LT} = 0.34$	1.29	0.103		
"special" case	$\alpha_{\rm LT} = 0.34$	1.11	0.070		
special case	$\alpha_{\rm LT} = 0.49$	1.19	0.093		
welded profiles					
general asso	$\alpha_{\rm LT} = 0.49$	1.19	0.168		
general case	$\alpha_{\rm LT} = 0.76$	1.31	0.213		
"special" case	$\alpha_{\rm LT} = 0.49$	1.06	0.119		
special case	$\alpha_{\rm LT} = 0.76$	1.14	0.159		

Tab. 4: Statistical parameters of  $\theta$  for bending resistance with the loss of stability (Eurocode 3 model) [22]

Tab. 5: Statistical parameters of  $\theta$  for bending resistance with the loss of stability (AISC-360 model) [23]

Description	$\mu_ heta$	$V_{ heta}$
Uniform moment, welded section , $n = 117$	1.00	0.08
Uniform moment, rolled section, $n = 112$	0.99	0.06
Gradient moment, welded section, $n = 28$	1.13	0.11
Gradient moment, rolled section, $n = 27$	1.16	0.12

For a non-uniform (gradient) bending moment, the bias of resistance models  $\mu_{\theta}$  is greater (above unity) than for a uniform bending moment that could be attributed to underestimating the development of plastic deformation along a structural member.

## Bending resistance of the member with the loss of stability (lateral-torsional buckling)

The model for bending resistance adopted in Eurocode 3, accounting for the loss of stability during bending of rolled and welded I-sections (lateral-torsional buckling), was verified in [22]. Statistical evaluation was made for 144 rolled profiles and 71 welded profiles. The two methods presented in Eurocode 3 were considered: general case (Section 6.3.2.2) and "special" case used for rolled sections or welded sections of similar dimensions (Section 6.3.2.3). The specimens complied mostly with assumptions made for the latter method. A non-dimensional slenderness, computed in accordance with Eurocode 3, varied within 0.4-1.5 for most of the specimens. The statistical parameters of  $\theta$  are presented in Tab. 4 ( $\alpha_{LT}$  = imperfection factor). It is observed that both the bias of the models ( $\mu_{\theta}$ ) and coefficient of variation  $V_{\theta}$  increase with the imperfection factor. Statistical parameters of the model uncertainty are significantly affected by the slenderness of a member. The largest variation of results was observed in the area of elastic-plastic buckling [22].

A recent study by Galambos [23] analysed the accuracy of the resistance models accepted in AISC-360 [15]. The statistical characteristics of  $\theta$  provided in Tab. 5 considerably differ from those given in Tab. 4 for the Eurocode 3 model. The main reason is attributed to the different definitions of the buckling curves.

Tab. 6: Recommended statistical parameters of the uncertainties in the resistance models provided in Eurocode 3

Description	$\mu_ heta$	$V_{ heta}$
Plastic resistance, uniform bending moment	1.00	0.05
Plastic resistance, gradient bending moment	1.15	0.10
Yielding resistance for bending	1.10	0.05
Bending resistance with the loss of stability (rolled or equivalent welded profiles)	1.10	0.08
Bending resistance with the loss of stability (general case)	1.15	0.10
Axial compression with the loss of stability	1.15	0.10

#### Axial compression with the loss of stability (buckling)

For this failure mode the greatest number of experimental results seems to be available. It is estimated that at least 1700 experiments were reported in literature, covering a variety of cross-sectional shapes, manufacturing processes, steel grades and other aspects affecting structural resistance [24]. Statistical parameters of  $\theta$  for members exposed to axial compression with the loss of stability are provided in [24, 25]. It appears that the bias of the model uncertainty varies between  $\mu_{\theta} \approx 1.1$ -1.2 and the coefficient of variation between  $V_{\theta} \approx 0.1$ -0.2.

#### Shear resistance

An important study of uncertainties in the model of shear resistance adopted in Eurocode 3 was performed by Höglund [26]. That study provided estimates  $\mu_{\theta} \approx 1.17$  and  $V_{\theta} \approx 0.11$  on the basis of a large number of test results under different conditions (presence of ribs and their orientation, etc.). Another study by Galambos [23] was focused on the shear resistance according to AISC-360 [15];  $\mu_{\theta} \approx 1.05$  and  $V_{\theta} \approx 0.12$  were derived.

Based on the provided overview, recommended statistical parameters of the uncertainties in the resistance models provided in Eurocode 3 are given Tab. 6. Likewise in Section 4.2 the effect of test uncertainty is not taken into account. It is assumed to be small for tests of steel members.

## 5 MODEL UNCERTAINTY FACTOR FOR DETERMINISTIC VERIFICATIONS

In many cases significant efforts are spent to improve resistance models and reduce the uncertainty in a model outcome. However, these achievements are barely reflected in partial factors. That is why this study provides model uncertainty factors for deterministic verifications utilising the probabilistic models proposed in the previous section.

The design value of structural resistance  $R_d$ , irrespective of construction material, is commonly defined as (EN 1990 [4]):

$$R_{\rm d} = R_{\rm k} / \gamma_{\rm M} \tag{2}$$

where:

*R*<sub>k</sub> – is characteristic value of the resistance determined using characteristic or nominal values of material properties and dimensions and

 $\gamma_{\rm M}$  – global partial factor for resistance.

The global partial factor  $\gamma_{\rm M}$  is the product of the following factors [30, 31]:

$$\gamma_{\rm M} = \gamma_{\rm m} \, \gamma_{Rd1} \gamma_{Rd2} \tag{3}$$

where:

- is partial factor accounting uncertainty in material properties, γm

 $\gamma_{Rd1}$  – is partial factor accounting for model uncertainty and

 $\gamma_{Rd2}$  – partial factor accounting for geometrical uncertainties.

Alternatively, the partial factor  $\gamma_{\rm M}$  can be obtained from a probabilistic distribution of resistance (assuming a lognormal distribution [19, 27]):

$$\gamma_{\rm M} = R_{\rm k} / R_{\rm d} = 1 / \left[ \mu_R \exp(-\alpha_R \beta V_R) \right] \tag{4}$$

where:

 $\mu_R$  – is the mean value of the ratio of actual (experimental, measured) resistance to the characteristic resistance,

 $V_R$  – is coefficient of variation of the resistance,

 $\alpha_R$ - FORM sensitivity factor ( $\alpha_R = 0.8$  recommended for resistance in EN 1990 [4]) and

- target reliability index that can be selected e.g. according to EN 1990 [4]. в

The mean value  $\mu_R$  is estimated as follows:

$$\mu_R = \mu_\theta \left( \mu_{fy} / f_{yk} \right) \left( \mu_z / Z \right) \tag{5}$$

(6)

where:

 $\mu_{fv}$  – is mean value of material properties (yield stress),

- is characteristic value of material properties (yield stress), f<sub>vk</sub>

- mean value of geometrical properties (area, moment of inertia) and  $\mu_z$ 

Ζ - characteristic value of geometrical properties.

For statistically independent variables, the coefficient of variation of the resistance is obtained as:  $V_{R} = \sqrt{(V_{\theta}^{2} + V_{fv}^{2} + V_{z}^{2})}$ 

where:

 $V_z$  – is coefficient of variation of material strength and

 $V_{fy}$  – coefficient of variation of geometrical properties.

Tab.	7:	Statistical	parameters	of	the	resistance	models

Description	γм	Recommended value
Plastic resistance, uniform bending moment	0.97-1.21	1.1
Plastic resistance, gradient bending moment	0.95-1.17	1.05
Yielding resistance for bending	0.88-1.10	1.0
Bending resistance with the loss of stability (rolled or equivalent welded profiles)	0.94-1.17	1.05
Bending resistance with the loss of stability (general case)	0.95-1.17	1.05
Axial compression with the loss of stability	0.95-1.17	1.05

The statistical parameters of material and geometrical characteristics considerably vary for different steel grades, profiles and production processes accepted by different producers [28, 29]. For common cases  $\mu_{fy} / f_{yk} = 1.10 \cdot 1.25$ ,  $V_{fy} = 0.05 \cdot 0.07$  and  $\mu_z / Z = 0.99 \cdot 1.03$  and  $V_z = 0.01 \cdot 0.03$  may be accepted. For these ranges and the statistical characteristics of the model uncertainty given in Tab. 6, variation of the partial factor  $\gamma_M$  obtained from Eq. (4) is indicated in Tab. 7 (considering  $\alpha_R = 0.8$  and  $\beta = 3.8$ ).

It is emphasised that improved estimates of the partial factors could be derived from the fully probabilistic approach. Note that partial factors for the ultimate limit states are discussed in this section only. The same procedure could be essentially accepted for the serviceability limit states with appropriate modifications of the target reliability level.

## **6** CONCLUSIONS

Description of model uncertainties can be a crucial problem in reliability verifications of steel structures. That is why the present study is focused on the model uncertainties in resistance of steel members. The following concluding remarks are drawn:

- Model uncertainties should be always related to test uncertainties, actual structural conditions and computational model under consideration.
- In common cases actual resistance can be expressed as a product of the model uncertainty and resistance obtained by the model.
- Uncertainties related to the EN 1993-1-1 models can be described by the following statistical characteristics and partial factors:

- Uniform bending moment (plastic resistance): mean  $\mu_{\theta} \approx 1.00$ ; coefficient of variation  $V_{\theta} \approx 0.05$ ; model uncertainty factor  $\gamma_{\rm M} \approx 1.1$ ,

- Gradient bending moment (plastic resistance), bending resistance with the loss of stability (general case), axial compression with the loss of stability:  $\mu_{\theta} \approx 1.15$ ;  $V_{\theta} \approx 0.10$  and  $\gamma_{\rm M} \approx 1.05$ ,

- Yielding resistance for bending:  $\mu_{\theta} \approx 1.10$ ;  $V_{\theta} \approx 0.05$  and  $\gamma_{M} \approx 1.0$ ,
- Bending resistance with the loss of stability (rolled or equivalent welded profiles):  $\mu_{\theta} \approx 1.10$ ;  $V_{\theta} \approx 0.08$  and  $\gamma_{\rm M} \approx 1.05$ .

Further research should be focused on uncertainties in resistance of structural systems (e.g. frames) and uncertainties in resistances based on advanced numerical models (such as those using the Finite Element Methods).

## ACKNOWLEDGMENT

This study is an outcome of the research project P105/12/2051 supported by the Czech Science Foundation and LG14012 supported by the Ministry of Education, Youth and Sports of the Czech Republic.

## REFERENCES

- [1] EN 1993-1-1. 2005. Eurocode 3: Design of steel structures Part 1-1: General rules and rules for buildings.
- [2] JCSS Probabilistic Model Code. Joint Committee on Structural Safety, Zurich, 2001
- [3] HOLICKY, M., SYKORA, M., BARNARDO-VIJLOEN, C., MENSAH, K.K. & RETIEF, J.V. Model Uncertainties in Reliability Analysis of Reinforced Concrete Structures. In: Zingoni A (ed.) Proc. SEMC 2013, University of Cape Town. Millpress, 2013, p. 2065-2070. http://dx.doi.org/10.1201/b15963-372
- [4] EN 1990:2002. Eurocode Basis of structural design. Brussels: CEN

- [5] SYKORA, M. & HOLICKY, M. Comparison of load combination models for probabilistic calibrations. In Faber, M.H. – Köhler, J. – Nishijima, K. (eds.), Proceedings of 11th International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering ICASP11, 1-4 August, 2011, ETH Zurich, Switzerland. Leiden (The Netherlands): Taylor & Francis/Balkema, 2011, p. 977-985. ISBN 978-0-415-66986-3. http://dx.doi.org/10.1201/b11332-147
- [6] SYKORA, M. & HOLICKY, M. Reliability-based design of roofs exposed to a snow load. In Li, J. - Zhao, Y.-G. - Chen, J. (eds.) Reliability Engineering - Proceedings of the International Workshop on Reliability Engineering and Risk Management IWRERM 2008, Shanghai, 21 -23 August 2008. Shanghai: Tongji University Press, 2009, p. 183-188. ISBN 978-7-5608-4085-7
- [7] HOLICKY, M. Safety design of lightweight roofs exposed to snow loads. *Engineering Sciences* 58(2007): 51–57, 2007, http://dx.doi.org/10.2495/en070061
- [8] HOLICKY, M. & MARKOVA J. Calibration of Reliability Elements for a Column. Proc. Workshop on Reliability Based Code Calibration : Press Release, Zurich, March 21-22, 2002, Swiss Federal Institute of Technology (ETH Zurich). 2002. www.jcss.byg.dtu.dk
- [9] VROUWENVELDER, A.C.W.M. & SIEMES, A.J.M. Probabilistic calibration procedure for the derivation of partial safety factors for the Netherlands building codes. Delft University of Technology. *HERON* 32(4): 9-29, 1987.
- [10] Safety of Structures. An independent technical expert review of partial factors for actions and load combinations in EN 1990 "Basis of Structural Design": BRE Client Report No. 210297
   [Electronic resource] / Building Research Establishment. -2003. -Mode of access : http://www.europeanconcrete.eu. -Date of access : 10.05.2011.
- [11] HONFI, D. et al. Reliability of beams according to Eurocodes in serviceability limit state. *Engineering Structures* 35(2012): 48-54, 2012.
- [12] SYKORA, M., HOLICKY, M., PRIETO, M. & TANNER, P.: Uncertainties in resistance models for sound and corrosion-damaged RC structures according to EN 1992-1-1 (in press), *Materials and Structures*. ISSN 1359-5997, 10.1617/s11527-014-0409-1
- [13] HOLICKY, M., SYKORA, M. & RETIEF, J. General Approach to Model Uncertainties (accepted for publication). In *Proceedings of the 12 International Probabilistic Workshop IPW 2014*, 4-5 November 2014, Weimar. 2014
- [14] TOPKAYA, C. & SAHIN S. A Comparative Study of AISC-360 and EC3 Strength Limit States. *International Journal of Steel Structures* 11(1): 13-27, 2011. http://dx.doi.org/10.1007/s13296-011-1002-x
- [15] AISC-360-05. Specification for Structural Steel Buildings. Chicago, Illinois: American Institute of Steel Construction, 2005. 256 pp.
- [16] LOORITS, K. & TALVIK I. A comparative study of the design basis of the Russian Steel Structures Code and Eurocode 3. Journal of Constructional Steel Research 49(2): 157-166, 1999. http://dx.doi.org/10.1016/s0143-974x(98)00214-4
- [17] SNiP II-23-81. *Construction rules and regulations. Part II. Design rates* (Chapter 23). Steel structures. Moscow: Central Institution for Standardized Design, 1991. 96 p. (in Russian)
- [18] MARTYNOV, I., LAGUN, Y. & NADOLSKI, V.: The Shear Resistance Models of Steel Members Taking into Account the Web Buckling. *Metal construction* 18(2): 111–122, 2012. ISSN 1814-5566 print. ISSN 1993-3517 online. http://rep.bntu.by/handle/data/3943
- [19] BYFIELD, M.P. & NETHERCOT D.A.: An analysis of the true bending strength of steel beams. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings* 128(2): 188-197, 1998. http://dx.doi.org/10.1680/istbu.1998.30125

- [20] KENNEDY, D. J. L. & GAD ALY M. Limit states design of steel structures-performance factors. *Canadian Journal of Civil Engineering* 7(1): 45-77, 1980. http://dx.doi.org/10.1139/180-005
- [21] GALAMBOS, T. V. & RAVINDRA, M. K. Load and resistance factor design criteria for steel beams. Structural Division, Civil and Environmental Engineering Department, Washington University, St. Louis, MO, Research Report No. 27. 1976. http://dx.doi.org/10.1139/177-023
- [22] MATEESCU, D. & UNGUREANU, V. Lateral-torsional buckling of steel beams. Proc. Int. Colloquium "Recent Advances and New Trends in Structural Design", 7-8 May 2004, Timişoara, România, Editura Orizonturi Universitare, p. 165-174. ISBN 973-638-119-6
- [23] GALAMBOS, T.V. Reliability of the Member Stability Criteria in the 2005 AISCSpecification. *International Journal of Steel Structures* 4(4): 223–230, 2004.
- [24] FUKUMOTO, Y. & ITOH Y. Evaluation of multiple column curves using the experimental data-base approach. *Journal of Constructional Steel Research* 3(3): 2-19, 1983. http://dx.doi.org/10.1016/0143-974x(83)90002-0
- [25] BJORHOVDE, R. & BIRKEMOE P. C.: Limit states design of HSS columns. *Canadian Journal of Civil Engineering* 6(2): 276-291, 1979. http://dx.doi.org/10.1139/179-029
- [26] HOGLUND, T. Design of thin plate I-girders in shear and bending with special reference to web buckling (in Swedish), Bulletin No.94 of the Division of Building Statics and Structural Engineering, The Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden, 1981
- [27] HOLICKY, M. Reliability analysis for structural design. SUN MeDIA, 2009, p. 199.
- [28] SIMÕES da SILVA, L. et al. Statistical evaluation of the lateral-torsional buckling resistance of steel I-beams, Part 2: Variability of steel properties. *Journal of Constructional Steel Research* 65(4): 832-849, 2009. http://dx.doi.org/10.1016/j.jcsr.2008.07.017
- [29] MELCHER, J., KALA, Z., HOLICKY, M., FAJKUS, M. & ROZLIVKA, L. Design characteristics of structural steels based on statistical analysis of metallurgical products, *Journal of Constructional Steel Research* 60(3–5): 795-808, 2004. ISSN 0143-974X, http://dx.doi.org/10.1016/S0143-974X(03)00144-5
- [30] SYKORA, M., HOLICKY, M. & MARKOVA, J.: Verification of Existing Reinforced Concrete Bridges using a Semi-Probabilistic Approach, *Engineering Structures* 56(November 2013): 1419-1426, 2013. ISSN 0141-0296, http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.07.015
- [31] CASPEELE, R., SYKORA, M., ALLAIX, D. & STEENBERGEN, R. The Design Value Method and Adjusted Partial Factor Approach for Existing Structures, *Structural Engineering International* 23(4): 386-393, 2013. ISSN 1016-8664, 10.2749/101686613X13627347100194

## **Reviewers:**

Prof. Ing. Břetislav Teplý, CSc., Institute of Structural Mechanics, Faculty of Civil Engineering, Brno University of Technology. Czech Republic.

Roman Lenner, MSc., Ph.D., Department of Civil Engineering, University of Stellenbosch, South Africa.

Sborník vědeckých prací Vvsoké školv báňské – Technické univerzity Ostrava číslo 2, rok 2014, ročník XIV, řada stavební Transactions of the VŠB – Technical University of Ostrava No. 2, 2014, Vol. 14, Civil Engineering Series Redakční rada / Editorial board: Šéfredaktor / Editor in chief: doc. Ing. Martin Krejsa, Ph.D., VŠB-TU Ostrava, Fakulta stavební Zástupce šéfredaktora / Deputy editor: doc. RNDr. Eva Hrubešová, Ph.D., VŠB-TU Ostrava, Fakulta stavební Členové redakční rady / Members of the editorial board: prof. Pierre-Claude Aïtcin, Université de Sherbrooke, Kanada prof. Michael Beer, University of Liverpool, Spojené království doc. Ing. Jiří Brožovský, Ph.D., VŠB-TU Ostrava, Fakulta stavební prof. Ing. Radim Čajka, CSc., VŠB-TU Ostrava, Fakulta stavební Dr. Peter Dusicka, Ph.D., P.E., Portland State University, USA Pratanu Ghosh, Ph.D., Assistant Professor, California State University, Fullerton, USA prof. Dr. Ing. Peer Haller, Technische Universität Dresden, Německo prof. David Hui, University of New Orleans, USA prof. Chih Chen Chang, Ph.D., FHKIE, Hong Kong University of Science and Technology, Hong Kong prof. Qi Chengzhi, Beijing University of Civil Engineering and Architecture, Čína doc. Ing. arch. Ján Ilkovič, CSc., Fakulta architektúry STU v Bratislave, Slovensko prof. Gela Kipiani, Georgian Technical University, Tbilisi, Gruzie prof. Ing. Alois Materna, CSc., MBA, , VŠB-TU Ostrava, Fakulta stavební prof. Ing. Jozef Melcer, DrSc., Žilinská univerzita v Žiline, Stavebná fakulta, Slovensko prof. Suren Mkhitarvan. Doctor of Sciences. Corresponding Member of the National Academy of Sciences, Arménie doc. Ing. Jaroslav Navrátil, CSc., VŠB-TU Ostrava, Fakulta stavební Ing. arch. Hana Paclová, Ph.D., VŠB-TU Ostrava, Fakulta stavební prof. Luis Jose Andrade Pais, Universidade da Beira Interior, Portugalsko Assoc. Prof. Doncho Partov, PhD. Eng., Higher School of Civil Engineering "Lyuben Karavelov", Sofie, Bulharsko Ing. Jindřich Pater, ČKAIT, oblastní kancelář Ostrava prof. Dr. hab. inž. Jaroslav Rajczyk, Fakulta stavební, Polytechnika Czestochowa, Polsko doc. Ing. Miloslav Řezáč, Ph.D., VŠB-TU Ostrava, Fakulta stavební 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. Hovhannes Tokmajyan, Doctor of Sciences, Yerevan State University of Architecture and Construction, Arménie prof. dr hab. inż. Jerzy Wyrwal, Fakulta stavební, Polytechnika Opole, Polsko prof. Alphose Zingoni, PrEng, CEng, PhD, FSAAE, FIABSE, FIStructE, University of Cape Town, Jihoafrická republika 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: in-PRESS cz, Opletalova 608/2, 736 01 Havířov-Šumbark

Náklad: 120 ks

Neprodejné

ISSN 1213-1962