

# POSUDEK CHLADÍCÍ VĚŽE JADERNÉ ELEKTRÁRNY MOCHOVCE DLE NOVĚ PLATNÝCH EVROPSKÝCH NOREM A JEJÍ STABILITNÍ ANALÝZA ■ ASSESSMENT OF A COOLING TOWER IN NUCLEAR POWER PLANT MOCHOVCE ACCORDING TO THE NEW EUROPEAN STANDARDS AND ITS STABILITY ANALYSIS

Jan Hamouz, Lukáš Vráblík

Posudky konstrukcí dle nově platných norem EC jsou v mnoha ohledech přísnější, než tomu bylo v případě dnes již neplatných Českých státních norem. Cílem příspěvku je posoudit konstrukci realizovanou před 25 lety dle nových evropských norem. Vzhledem k štíhlosti konstrukce je provedena i její stabilitní analýza. ■ *Assessments of structures according to new Eurocodes are in many respects more severe than it was the case applying the now invalid Czech state standards. The main intention of this paper is to assess – according to new European standards – a structure that was built 25 years ago. Due to the slenderness rate of the structure its stability analysis was also made.*

Chladicí věže jsou typickým příkladem betonových skořepinových konstrukcí, tedy konstrukcí vyznačujících se velmi malou tloušťkou. Právě vzhledem k malé tloušťce hraje u těchto staveb zásadní roli trvanlivost betonu, zejména s ohledem na ochranu výztuže před korozí. V současné době platné evropské normy zpřísňují požadavky na kvalitu betonu i na ochranu výztuže před korozí dle prostředí, v kterém se konstrukce nachází. Nabízí se tak otázka, zda by dříve realizované konstrukce chladicích věží vyhovely i nově platným normám EC. Další otázkou je stabilita takto štíhlé konstrukce a vliv případných imperfekcí na pokles součinitele kritického zatížení. K posouzení byla vybrána chladicí věž elektrárny Mochovce na Slovensku. Vzhledem k umístění stavby je posudek proveden podle slovenských Národních dodatků.

## POPIS POSUZOVANÉ KONSTRUKCE A JEJÍ FUNKCE

Jaderná elektrárna Mochovce se nachází mezi městy Nitra a Levice na jihu Slovenské republiky.

Chladicí věže s přirozeným tahem mají tvar rotačního hyperboloidu a jejich projektovaný výkon je 38 000 m<sup>3</sup>/hod. Výška věží je 125 m, průměr v patě je 85,5 m, v hrdle potom 56 m. Tloušťka skořepiny je proměnná. V místě styku se stojkami dosahuje 600 mm, s výškou věže se tloušťka snižuje až na ko-

nečných 150 mm. Stojky mají průřez tvaru pravidelného osmiúhelníku o vnějším průměru 0,65 m, jejich délka je 10,8 m.

Funkcí chladicí věže obecně je ochladit vodu posledního, zpravidla třetího, okruhu elektrárny. Ohřátá voda je pomocí speciálních trysek rozstříkována uvnitř věže a letící kapky jsou protisměrně proudícím vzduchem ochlazovány. Ochladená voda padá do bazénu, z kterého je vedena zpět do kondenzátoru, kde znovu ochlazuje páru sekundárního okruhu.

## KONSTRUKČNÍ ŘEŠENÍ STÁVAJÍCÍ KONSTRUKCE A JEHO POROVNÁNÍ S POŽADAVKY EC2

### Materiály

Veškerá výztuž je vyrobena z oceli 10 335 J. Jedná se tedy o žebírkovou ocel s mezí kluzu  $f_{yk} = 325$  MPa. Beton použitý v konstrukci je třídy B250 dle ČSN 73 2001-70 (zde znamená Československá státní norma). Ta odpovídá dnes platné třídě C16/20. Posuzovaná kvalita betonu byla uvažována podle projektové dokumentace, nebyla ověřena zkouškami. Vzhledem k tomu, že chladicí věž je konstrukce vystavená střídavě suchému a vlhkému prostředí, jedná se o stupeň vlivu prostředí z hlediska karbonatace betonu XC4. Nahlédneme-li do tabulky „Indikativní pevnostní třídy“ v Příloze E normy STN EN 1992-1-1 [4] je patrné, že minimální pevnostní třída betonu pro tento stupeň vlivu prostředí je C30/37. Požadovaná kvalita betonu je tedy o tři třídy vyšší než kvalita betonu použitého. Již v rámci použitých materiálů tedy konstrukce **nevyhovuje požadavkům Eurokódu.**

### Betonová krycí vrstva

Jako značný nedostatek původních výkresů výztuže, které byly pro posouzení konstrukce k dispozici [1], se jeví absence údajů o tloušťce krycí vrstvy betonu. Z tohoto důvodu musela být projektovaná krycí vrstva určena odečtením z výkresu. Projektované krytí bylo zjištěno  $c_{prov} = 20$  mm. Minimální krycí

vrstva je pro třídu konstrukce S3 a stupeň vlivu prostředí XC4 rovna  $c_{min} = 25$  mm. Vzhledem k tomu, že v tomto případě není možno uplatnit snížení přídatku na návrhovou odchylku  $\Delta c_{dev}$ , je požadovaná tloušťka nominální krycí vrstvy podle [4]:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 25 + 10 = 35 \text{ [mm]} \quad (1)$$

Je patrné, že stávající betonová krycí vrstva **nevyhovuje požadavkům STN EN 1992-1-1.**

### Vyztužení konstrukce, ověření konstrukčních zásad

Plášť věže je vyztužen svislou a vodorovnou výztuží u obou povrchů, přičemž na větším rameni působí výztuž vodorovná. Stupeň vyztužení se mění s výškou konstrukce pro oba směry výztuže. Použité průměry vložek jsou 8, 10 a 12 mm.

Požadavky Eurokódu 2 pro minimální a maximální plochu výztuže, minimální a maximální vzdálenost prutů výztuže a kotevní délky výztuže konstrukce splňuje.

### ZATÍŽENÍ KONSTRUKCE DLE EUROKÓDU 1

Na konstrukci je při prováděné analýze zjednodušeně uvažováno pouze zatížení vlastní tíhou, větrem a nerovnoměrnou složkou teploty.

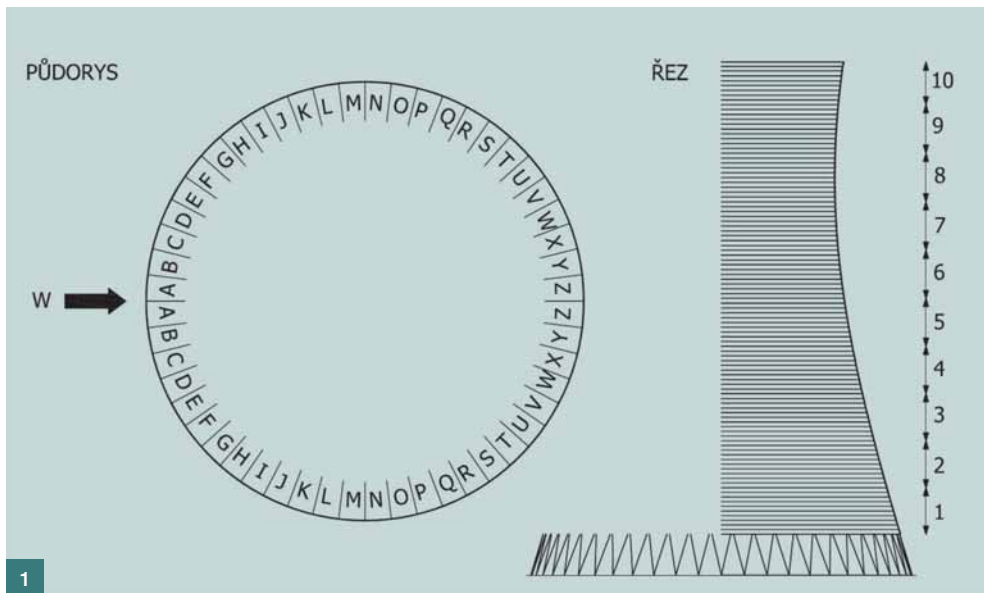
#### Zatížení vlastní tíhou

Zatížení vlastní tíhou je automaticky generováno ve výpočetním programu Scia Engineer 2010.1, objemová tíha železobetonu je uvažována  $\gamma_c = 25$  kNm<sup>-3</sup>.

#### Zatížení větrem

Pro určení zatížení větrem byla konstrukce věže rozdělena po obvodě na svislá pásma A-Z a po výšce na vodorovná pásma 1-10 (obr. 1).

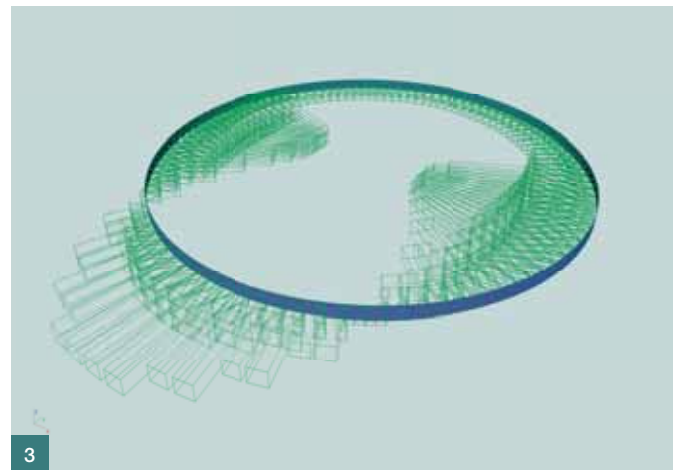
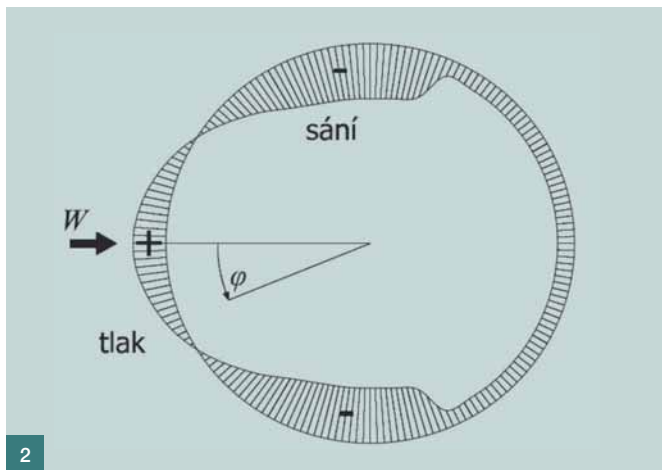
Průniky těchto pásem vytvářejí jednotlivá pole, pro která bylo určeno zatížení větrem. Velikost plošného zatížení závisí na výšce pole nad terémem, na poloměru věže v daném místě a na úhlu  $\phi$ , který svírá průmět nor-



Obr. 1 Rozdělení konstrukce na pásma pro určení zatížení větrem | Fig. 1 Division of the construction into parts to determine wind load

Obr. 2 Zatížení větrem po obvodě věže | Fig. 2 Wind load on the stock perimeter

Obr. 3 Model zatížení větrem ve Scia Engineer | Fig. 3 Modelling the wind load in Scia Engineer sw



mály daného pole do vodorovné roviny se směrem větru. Funkce závislosti zatížení větrem na úhlu  $\varphi$  a její aplikace na FEM model ukazují obr. 2 a 3.

### Zatížení teplotou

Při určení zatížení teplotou bylo postupováno podle kapitoly 7 příslušné normy, která popisuje, mimo jiné, teplotní změny u chladících věží. Hodnoty minimálních a maximálních teplot vzduchu ve stínu byly získány ze slovenské Národní mapy izoterem. Maximální teplota ve stínu v letním období je pro dané území rovna  $T_{\max} = 40 \text{ }^\circ\text{C}$ . Minimální teplota v zimě je  $T_{\min} = -29 \text{ }^\circ\text{C}$ . V letním období byl navíc zohledněn účinek slunečního záření a teplota při vnějším povrchu byla určena:

$$T_{\text{out}} = T_{\max} + T_4 = 40 + 30 = 70 \text{ }^\circ\text{C} \quad (2)$$

Provozní teploty uvnitř věže byly získány z výzkumu JE Temelín. V létě je vnitřní teplota rovna průměrně  $T_{\text{in,s}} = 30 \text{ }^\circ\text{C}$ , v zimě  $T_{\text{in,w}} = 23 \text{ }^\circ\text{C}$ . V létě je tedy rozdíl teplot mezi

vnitřním a vnějším povrchem pláště  $\Delta T_s = T_{\text{out}} - T_{\text{in,s}} = 70 - 30 = 40 \text{ }^\circ\text{C}$ , v zimě potom  $\Delta T_w = |T_{\min}| + T_{\text{in,w}} = 29 + 23 = 52 \text{ }^\circ\text{C}$ .

Při posouzení konstrukce se musí uvažovat rovnoměrná změna teploty konstrukce a lineárně proměnná změna teploty mezi vnějším a vnitřním povrchem pláště věže. Zatížení konstrukce rovnoměrnou změnou teploty nevyvolává díky její rotační symetrii a způsobu podepření – uvažovanému kloubovému spojení pláště se stojkami věže – žádné namáhání konstrukce. Při určování kombinací zatížení byla tedy uvažována pouze lineárně proměnná rozdílová složka teploty ve skořepině.

Jsou uvažovány dvě kombinace zatížení:

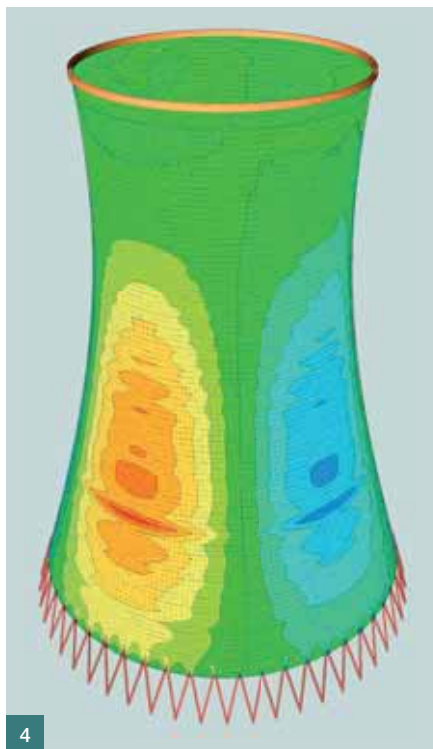
- a) Vlastní tíha + Zatížení větrem + Nerovnoměrné ochlazení
- b) Vlastní tíha + Zatížení větrem + Nerovnoměrné oteplení

Vzhledem k většímu rozdílu teplot vně a uvnitř věže v zimním období je pro posudek konstrukce vybrána kombinace a).

### POSTUP URČENÍ VNITŘNÍCH SIL A POSOUZENÍ KONSTRUKCE Z HLEDISKA MSÚ

Nejexponovanější části konstrukce jsou posuzovány jako prvky namáhané kombinací normálové síly a ohybového momentu, přičemž posuzované průřezy mají šířku 1 m, jejich výška pak odpovídá tloušťce skořepiny dle konkrétního místa posudku.

Nejprve je nutno určit nejneprůzračnější kombinaci  $N + M$ , a to ve svislém i vodorovném směru. Toho je dosaženo vyhledáním největších normálových napětí při vnitřním a vnějším povrchu pláště ve svislém a vodorovném směru. Dále je určeno, jaký je přičínek jednotlivých zatěžovacích stavů k těmto extrémním napětím a dle toho jsou určeny součinitele zatížení. V případě vlastní tíhy závisí součinitel zatížení na jejím účinku – příznivý nebo nepříznivý. Poté jsou určeny návrhové hodnoty vnitřních sil a provedeny posudky jednotlivých průřezů pomocí interakčního diagramu. Jako příklad je uveden posudek svislého pásu skořepi-



ny namáhaného tlakem a ohybovým momentem. Účinky smykových napětí v této konstrukci skořepinového charakteru nebylo třeba posuzovat.

Z interakčního diagramu na obr. 5 je patrné, že průřez není schopen návrhové vnitřní síly přenést a konstrukce z hlediska mezního stavu únosnosti podle **STN EN 1992-1-1 nevyhovuje**.

### STABILITNÍ ANALÝZA KONSTRUKCE

Skořepiny jsou štíhlé konstrukce, u kterých na rozdíl od masivních konstrukčních prvků vystává závažný problém – možné vybočení vlivem projevu geometrické nelinearity. U těchto konstrukcí může dojít k selhání nejen dosažením mezní únosnosti, ale také kolapsem, který se – v tomto případě ne zcela přesně, ale v návrhové praxi obvykle – označuje jako ztráta stability.

Přitom hrají zcela zásadní roli imperfekce, a to jak materiálové, tak především geometrické. Již malá odchylka skutečného tvaru střednicové plochy od jejího tvaru ideálního může vyvolat velké změny velikostí vnitřních sil a deformací.

Druhá část tohoto příspěvku se soustředí na posouzení stability chladicí věže a na vliv možných geometrických imperfekcí na pokles součinitele kritického zatížení.

### Zatížení konstrukce a výpočet

V případě stabilitního výpočtu jsou vytvořeny dvě kombinace zatížení. První kombinace S1 obsahuje pouze zatížení vlastní tíhou konstrukce, druhá kombinace S2 obsahuje zatížení vlastní tíhou a větrem. Je použit geometricky nelineární výpočet a charakteristické hodnoty zatížení. Výpočet je proveden v programu SCIA Engineer 2010.1. Jelikož nám v tomto případě jde především o stabilitu vlastní skořepiny, jsou stojky věže nahrazeny klouby s možným posunem v radiálním směru.

### Součinitele kritického zatížení a tvary deformované konstrukce

Součinitel kritického zatížení je poměr kritické a působící síly – udává, kolikrát můžeme zvětšit dané zatížení na konstrukci, než dojde v jejím kritickém místě ke ztrátě stability. Pro kombinaci S1 vychází tento součinitel  $\lambda_{S1} = 12,87$ , pro kombinaci S2 potom  $\lambda_{S2} = 10,12$ . Tvary vybočení pro jednotlivé kombinace jsou naznačeny na obr. 7. Vzhledem k tomu, že  $\lambda$  přesahuje hodnotu 10, můžeme považovat konstrukci za odolnou proti ztrátě stability. Ovšem při výpočtu stability včetně stojek již součinitele vycházejí  $\lambda_{S1}' = 5,92$  a  $\lambda_{S2}' = 3,04$ . Je tedy patrné, že kritickým místem z hlediska ztráty stability jsou

právě štíhlé stojky věže. Při těchto hodnotách součinitele  $\lambda$  již dochází k významnému zvětšování vnitřních sil a deformací vlivem nelineárního chování konstrukce.

### Vliv geometrických imperfekcí na pokles součinitele kritického zatížení

V případě u takto štíhlé a zároveň rozměrné konstrukce hraje zásadní roli technologická kázeň a přesnost výroby. Chyby ve tvaru bednění a při betonáži konstrukce mají významný vliv na výsledné průběhy vnitřních sil a deformací. Při posuzování vlivu počátečních imperfekcí na stabilitu skořepiny je uvažováno s realizací pláště věže v nejnepříznivějším možném tvaru, tj. v prvním tvaru vybočení. Přitom je zadána maximální počáteční imperfekce  $w_0$ . Pro přemístění bodu potom platí:

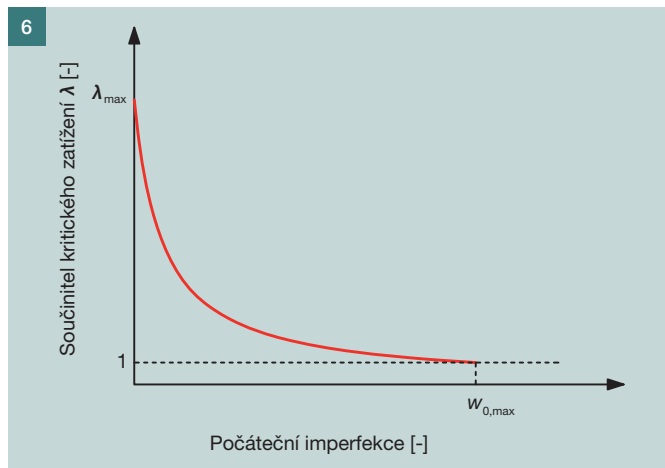
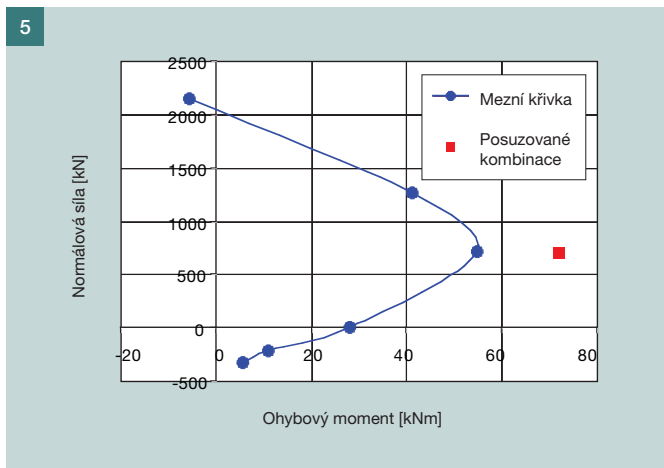
$$w_{nl} = w_0 \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} \quad (3)$$

kde  $w_{nl}$  je absolutní přemístění sledovaného uzlu,  $w_0$  je počáteční imperfekce v uzlu,  $N$  je působící zatížení,  $N_{cr}$  je kritické zatížení.

Součinitel kritického zatížení je tedy možno určit ze vztahu:

$$\frac{N_{cr}}{N} = \lambda = \frac{1}{1 - \frac{w_0}{w_{nl}}} = \frac{w_{nl}}{w_{nl} - w_0} \quad (4)$$

S narůstající počáteční imperfekcí dochází k poměrně razantnímu poklesu součinitele kritického zatížení. Průběh závislosti součinitele  $\lambda$  na počáteční imperfekci odpovídá hyperbole. Pokud by konstrukce byla vybetonována v prvním tvaru vybočení s maximální imperfekcí rovnající se deformaci, při které již dochází ke ztrátě stability  $w_{0,max}$  (jmenovatel ve vzorci (4) by nabyl nulové hodnoty), došlo by ke zří-



Obr. 4 Příklad izolinií vnitřních sil – ohybové momenty ve svislém směru od zatížení větrem ■ Fig. 4 Example of isolines of inner forces – bending moments in the vertical direction due to wind load

Obr. 5 Interakční diagram vybraného pásu skořepiny ■ Fig. 5 Moment-force relationship of selected strip of the shell

Obr. 6 Graf závislosti součinitele  $\lambda$  na počáteční imperfekci ■

Fig. 6 Dependence of  $\lambda$  coefficient on initial imperfection

Obr. 7 Tvary vybočení pro stabilitní kombinace S1 a S2 ■ Fig. 7 Shapes of deviation for stability combinations S1 and S2



#### Literatura:

- [1] Rychtařík, Henzl, Franěk: Realizační dokumentace chladicí věže Mochovce, Armabeton Praha, prosinec 1986
- [2] STN EN 1991-1-4: Zataženia konštrukcií – Časť 1-4: Všeobecné zataženia. Zataženie vetrom, SUTN, 2007
- [3] STN EN 1992-1-5: Zataženia konštrukcií – Časť 1-5: Všeobecné zataženia – Zataženia účinkami teploty, SUTN, 2008
- [4] STN EN 1992-1-1: Navrhovanie betónových konštrukcií – Časť 1-1: Všeobecné pravidlá a pravidlá pre budovy, SUTN, 2006

cení konstrukce bezprostředně po aktivaci vlastní tíhy. Tento případ představuje na grafu průsečík hyperboly a funkce  $\lambda = 1$ .

Výše uvedená úvaha však odpovídá pouze situaci, kdy by byla skořepina opravdu realizována v prvním tvaru vybočení a materiálová nelinearita není součástí výpočtu. To je samozřejmě v praxi velmi nepravděpodobné a tudíž by případné chyby v realizované geometrii skořepiny neměly takový vliv. Přesto lze říci, že i malá (řádově milimetrová) odchylka od ideálního tvaru způsobí významný pokles součinitele kritického zatížení.

#### ZÁVĚR

Stávající konstrukce chladicí věže JE Mochovce na Slovensku nevyhovuje evropským normám již konstrukčním řešením. Nesplňuje požadavky na minimální třídu betonu ani na požadovanou krycí vrstvu, což plyne ze zpřísněných podmínek Eurokódu 2 na trvanlivost betonových konstrukcí. Dále bylo

prokázáno, že mezní únosnost pláště je nedostačující pro přenesení návrhových vnitřních sil a konstrukce je tak nevyhovující i ze statického hlediska. Je však nutno dodat, že hodnoty uvažovaných zatížení, určených dle Eurokódu 1, jsou podstatně vyšší než hodnoty zatížení, vypočtených na základě dnes již neplatných ČSN (Československých státních norem).

Provedená stabilitní analýza prokázala, že samotná skořepina není náchylná ke ztrátě stability ( $\lambda > 10$ ). To ovšem platí pouze pro perfektně provedenou konstrukci. Při počátečních imperfekcích hodnota součinitele  $\lambda$  klesá a začíná docházet k dramatickému nárůstu vnitřních sil a deformací. Celá konstrukce včetně stojek je nebezpečně štíhlá ( $\lambda = 3$ ), a proto je třeba při návrhu takovéto stavby věnovat zvýšenou pozornost její stabilitní analýze. Na druhou stranu se jedná o mnohokrát staticky neurčitou konstrukci a je tedy umožněna mnohonásobná redistribuce vnitřních

sil. Vliv počátečních imperfekcí na stabilitu skořepinových konstrukcí obecně bude předmětem dalších studií.

Příspěvek vznikl za finanční podpory Ministerstva průmyslu a obchodu v rámci výzkumného projektu TIP FR-TI3/531 „Zvýšení trvanlivosti betonových konstrukcí vystavených extrémním zatížením“ a v rámci řešení grantového projektu č. TA 01031920 udělených Technologickou agenturou České republiky.

Text článku byl posouzen odborným lektorem.

Ing. Jan Hamouz  
e-mail: jan.hamouz@fsv.cvut.cz



Doc. Ing. Lukáš Vráblík, Ph.D.  
e-mail: lvrablik@seznam.cz



oba: Fakulta stavební ČVUT v Praze  
Katedra betonových a zděných konstrukcí  
Thákurova 7, 166 29 Praha 6  
tel.: 224 354 365