RELIABILITY ASSESSMENT OF EXISTING STRUCTURES

HODNOCENÍ SPOLEHLIVOSTI EXISTUJÍCÍCH KONSTRUKCÍ

Marková Jana

Czech Technical University in Prague, Klokner Institute,
166 08 Prague 6, Czech Republic

e-mail: markova@klok.cvut.cz

Abstract. The international standard ISO 13822 provides procedures for the reliability assessment of existing structures including the application of probabilistic methods. Probabilistic approach facilitates to decide about new exploitation of existing structures. Application of probabilistic methods for the reliability assessment of existing structures is shown on the example of deteriorated balcony beams.

Keywords: existing structures, assessment, probabilistic methods, reliability index

Streszczenie: Mezinárodní norma ISO 13822 uvádí postupy pro hodnocení spolehlivosti existujících konstrukcí včetně použití pravděpodobnostních metod. Pravděpodobnostní přístupy umožňují rozhodnout o novém využití existujících konstrukcí. Použití pravděpodobnostních metod pro hodnocení spolehlivosti existujících konstrukcí je uvedeno na příkladě degradujících balkónových nosníků.

Słowa kluczowe: existující konstrukce, hodnocení, pravděpodobnostní metody, index spolehlivosti

RELIABILITY ASSESSMENT OF EXISTING STRUCTURES

1. Introduction

EN Eurocodes, presently being implemented into the system of national standards nearly in the whole Europe, are particularly intended for the design of new structures. Supplementary rules for the verification of existing structures are still missing. General requirements and procedures for the assessment of existing structures based on the theory of structural reliability are provided in ISO 13822 [1]. For the application of this standard in building practice in the Czech Republic, six National annexes were developed. Selected provisions and new terms including material independent problems for the assessment of existing structures are explained in the first Annex NA. Testing of existing structures and materials, and also principles of experimental evaluation are introduced in the National Annex NB. Material oriented Annexes NC to NF provide recommendation for determination of material properties for reinforced concrete, steel, timber, composites and masonry including tables for conversion among existing and presently valid classes of concrete.

2. Reliability assessment of existing structures

The design of existing structures is as a rule based on different approaches given in the original standards, including the method of allowable stresses or the safety factor method. If the structure is designed by means of the partial factor method, then the procedures for determining the characteristic and design values of basic variables, the rules for load combinations and analytical models commonly differ from provisions given in current standards. For reliability analyses of structures, the partial factor method or probabilistic methods may be applied according to ISO 13822 [1].

2.1. Partial factor method

The partial factor method represents the basic method in new European and international standards. The values of partial factors for actions and material

properties are recommended on the basis of calibrations and good practice in construction. The required reliability level of a structure could be considered for determining the values of partial factors. For the 50 years design working life of a structure and ultimate limit state, the target value of reliability index $\beta_t = 3,8$ is commonly recommended (for the reliability class RC 2 according to EN 1990 [2]). Where justifiable, other requirements for the target reliability index may be considered for existing structures than for new ones. The partial factors for existing structures could be in those cases modified.

2.2. Probabilistic methods

The probabilistic methods may be in specific cases, e.g. in time dependent problems, applied with advantage for the verification of existing structures or for the assessment of residual lifetime. For the probabilistic analysis of existing structures, the limit state function $g(\mathbf{X})$ is specified for the vector $\mathbf{X}$ of basic variables. It is assumed that the structure is reliable for the condition $g(\mathbf{X}) > 0$. The failure probability P_f is determined on the basis of integration over region $Z(\mathbf{X}) < 0$, where the structure is not reliable, given as

$$P_f = \int_{Z(\mathbf{X}) < 0} \varphi_{\mathbf{X}}(\mathbf{x}) d\mathbf{x} \quad (1)$$

where $\varphi_{\mathbf{X}}(\mathbf{x})$ is the joint probability density for the realisation of vector $\mathbf{x}$. Another reliability indicator is the generalized reliability index β defined on the basis of the failure probability P_f as $\beta = -\Phi^{-1}(P_f)$, where Φ is the standardised normal distribution function. Resulting failure probability P_f or reliability index β of the structural member is compared with the target probability P_{ft} or target reliability index β_t .

3. Partial factors for required reliability level

The concept of design values may be used for determining the partial factors of the basic variables applied for the verification of existing structures. The partial factors γ_i for the basic variables X_i having a favourable effect on structural reliability (resistance) may be determined as

$$\gamma_i = x_{ik} / x_{id} \quad (2)$$

where the values of partial factors γ_i are commonly greater than one. The procedure for applying the partial factors based on expression (4) for the reliability assessment of existing structures is described as follows. The structural resistance R (e.g. concrete strength, yield strength of steel) may be often described by two-parametric lognormal distribution. The characteristic value of resistance is commonly defined as 5 % lower fractile. The partial factor γ_R is according to expression (2) given as

$$\gamma_R = \exp(-1,645 V_R) / \exp(-\alpha_R \beta V_R) \quad (3)$$

where V_R is the coefficient of variation for resistance R and β the required reliability index (e.g. target value), the coefficient 1,645 is the value of 5% fractile of the standardised normal distribution and the sensitivity factor $\alpha_R = 0,8$. The partial factor for resistance γ_R versus the coefficient of variation V_R for three reliability classes RC1 to RC 3 is illustrated in Fig. 1.

Fig. 1. The partial factor for resistance γ_R versus the coefficient of variation V_R

For the coefficient of variation $V_R = 0,1$ and structure of a common class CC2, the partial factor of resistance should be about $\gamma_R = 1,15$. However, the direct application of results illustrated in Fig. 1 may be rather difficult because the characteristic value of material strength of a building material like steel corresponds in reality to lower probability than 5 % given in EN 1990 [2]. This fact is due to the effort to increase the production quality of materials leading to increase the mean of the strength of real production.

4. An example of reliability assessment according to ISO 13822

The procedure for the reliability assessment of existing structures is shown on a selected example of deteriorated balcony beams of panel houses in the North part of the Czech Republic. The Klokner Institute investigated 230 balconies of panel houses (construction system T0-6B-BTS). Detailed visual inspection proved that the reinforcement of concrete slabs was strongly affected by corrosion due to deteriorated insulation. The carbonation of concrete was visible particularly in front parts of balconies. Results of inspection revealed that the beams were made from concrete of class C 16/20 and reinforcement S 200 with diameter 0,008 m. The beams were cantilevered 0,90 m, their width 3,50 m. The actual position of reinforcement considerably differed from assumptions made in the original design (concrete cover 0,01 m, bar spacing 0,15 m). The distribution of concrete cover c for all 4890 measurements is shown in Figure 2. The actual concrete cover, varying from 0,002 m to 0,065 m, did not provide adequate protection against adverse environmental influences and considerably decreased the load-bearing capacity of balcony components. The quality of construction work was very poor.

Fig. 2. Distribution of concrete cover c for 230 balconies (4890 measurements, mean $\mu = 0,026$ m, standard deviation $\sigma = 0,009$ m, skewness $\alpha = 0,58$)

4.1. Verification of balconies according to partial factor method

The verification of beams based on the partial factor method according to ČSN 73 1201 [3] reveals that the design resistance of a beam $M_{Rd} = 6,0$ kNm is greater than the design load effects $M_{Ed} = 3,15$ kNm on 1 bm of a beam. In case that the reduction of the area of reinforcement due to

corrosion and its actual position is considered, the condition $M_{Rd} > M_{Ed}$ may not be fulfilled yet. The results of analysis for three reinforcement areas A_s are shown in Fig. 3 (for design area $A_{s1} = 100\%$ and reduced areas $A_{s2} = 90\%$ and $A_{s3} = 75\%$). The design action effect M_{Ed} is also illustrated.

Fig. 3. The variation of resistance moment M_{Rd} with increasing concrete cover c for 3 study cases of reinforcement A_s (for design area $A_{s1} = 100\%$ and reduced $A_{s2} = 90\%$, $A_{s3} = 75\%$).

4.2. Probabilistic reliability analysis

For the reliability analysis of balcony, the probabilistic approach according to ISO 13822 [1] is applied. The limit state function for the verification of balconies is given as

$$g = \theta_R n (\pi \phi^2 / 4) f_y [h - c - \phi / 2 - 0,5 n (\pi \phi^2 / 4) f_y / f_c] - \theta_E (g + p) L^2 / 2 \quad (4)$$

where all applied basic variables are listed in Table 1 including relevant probability distributions. The probabilistic models of basic variables are based on the provisions of Probabilistic Model Code [4] of the research organisation JCSS and evaluations of test results.

The impact of reduced reinforcement area ΔA_s on the reliability index β for 4 cases of concrete cover c (according to evaluated measurements of individual balconies) is illustrated in Fig. 4. Significant basic variable influencing the reliability of balcony beams is the concrete cover of

reinforcement. In case the reduction of the area of reinforcement ΔA_s is not taken into account, then the reliability index β is decreasing from 5,2 to 3,7 for increasing concrete cover from 0,01 to 0,03 m.

Table 1 Probabilistic models of basic variables

Basic variable	Sym- bol	Distrib ution	Dimens ion	Mean μ	Standard deviation
Compr. concrete strength	f_c	LN	MPa	24	4
Yield strength	f_y	LN	MPa	240	15
Length of the balcony	L	DET	m	0,90	-
Diameter of a bar	ϕ	DET	m	0,008	-
Number of bars per balcony	n	DET	-	20	-
Balcony depth in embedment	h	LN	m	0,12	0,01
Concrete cover	c	BET	m	0,026	0,009
Uncertainty of resistance	θ_R	LN	-	1,1	0,05 μ
Uncertainty of load effect	θ_E	LN	-	1	0,05
Density of concrete	ρ	N	MN/m ³	nom.	0,06
Imposed load	p	GAM	MN/m ²	0,0008	0,00048

Fig. 4. Reliability index β versus the reduction of reinforcement ΔA_s (in %) for four cases of cover c : (a) mean $\mu = 0,01$ m, (b) 0,02 m, (c) 0,026 m, (d) 0,03 m (coefficient of variation $V = 0,35$, lower bound $a = 0$, upper bound $b = 3 \mu$, Beta distribution).

The original design of balconies was consistent with requirements of standards valid in that time. Low-quality production of prefabricated balcony beams including poor quality of construction work on site was leading to significant reduction of the area of reinforcement considered in the original design. The significant basic variable influencing the reliability indices of balconies are the area of reinforcement and concrete cover. The reliability indices considerably decrease with decreasing area of reinforcement due to the corrosion (the index β is reduced to one-half with 50 % reduction of the reinforcement area).

5. Influence of partial factors

The design of existing balconies was influenced by values of partial factors and detailing given in the original Czech standards for structural design (recommended partial factors for permanent and variable actions $\gamma_G = 1,1$, $\gamma_Q = 1,3$, concrete cover $c = 0,01$ m). Eurocodes recommend for the verification of the ultimate limit states (type STR) in most cases greater values of partial factors for actions ($\gamma_G = 1,35$, $\gamma_Q = 1,5$) than ČSN. Fig. 4 indicates the variation of the initial reliability index β (without any reduction of the reinforcement area due to rusting or negligence) with partial factors γ_G and γ_Q for a balcony component, assuming that these were applied in the design of a balcony. The reliability level $\beta = 3,8$ recommended in Eurocodes is shown in Fig. 5 by a white area.

Fig. 5. Variation of the reliability index β with partial factors γ_G and γ_Q

6. Conclusions

The international standard ISO 13822 provides procedures for the reliability assessment of existing structures including the application of probabilistic methods. Probabilistic approach according to this standard facilitates to decide about new exploitation of existing structures. Application of probabilistic methods for the reliability assessment of existing structures is shown on the example of deteriorated balcony beams. Despite the design of beams fulfilled the requirements of originally applied standards, the low quality of production and adverse effects of environment caused significant reduction of reliability level of balconies and evoked the need for their repair. Detailed investigation revealed that the initial reliability index β was in a range from 5,2 to 3,7 for individual beams. When reduced area of reinforcement due to corrosion was considered, the reliability index β was further significantly decreasing.

***Acknowledgement** This research has been conducted in the Klokner Institute of the Czech Technical University in Prague, Czech Republic as a part of the project No. 103/06/1521 "Reliability and risks of structures in extreme conditions" supported by the Grant Agency of the Czech Republic.*

References

1. ISO 13822, Assessment of existing structures, 2003.
2. EN 1990, Bases of structural design, CEN, 2002.
3. ČSN 73 1201, Navrhování betonových konstrukcí (Design of concrete structures), ČNI, 1986.
4. Probabilistic Model Code, Parts 1 to 4, Basis of design, Load and resistance models, Examples, JCSS, 2002.

HODNOCENÍ SPOLEHLIVOSTI EXISTUJÍCÍCH KONSTRUKCÍ

1. Úvod

EN Eurokódy, které se nyní zavádějí do soustavy národních norem téměř v celé Evropě, jsou určeny zejména pro navrhování nových konstrukcí, chybí zde doplňující pokyny pro ověřování existujících konstrukcí. ISO 13822 [1] poskytuje obecné požadavky a postupy pro hodnocení existujících konstrukcí, které vycházejí ze zásad teorie spolehlivosti konstrukcí. Pro možnost aplikace této normy v praxi se v ČR připravilo šest národních příloh NA až NF. Příloha NA vysvětluje vybrané pokyny, nové termíny a zabývá se obecnými, materiálově nezávislými otázkami hodnocení spolehlivosti existujících konstrukcí. Příloha NB uvádí zkoušky existujících konstrukcí a materiálů a zásady jejich experimentálního ověřování. Přílohy NC až NF jsou materiálově zaměřené, poskytují doporučení pro určení vlastností železobetonu, oceli, dřeva a zdiva u existujících konstrukcí, včetně převodních tabulek mezi existujícími a nyní platnými třídami betonů.

2. Hodnocení spolehlivosti existujících konstrukcí

Existující konstrukce byly navrženy podle různých předpisů, které doporučují různé metodické postupy navrhování včetně metody dovolených namáhání a stupně bezpečnosti. Pokud se tyto konstrukce navrhly metodou dílčích součinitelů, pak se postupy pro stanovení charakteristických a návrhových hodnot materiálových vlastností a zatížení, kombinace zatížení i použité výpočetní modely zpravidla liší od postupů podle nových evropských a mezinárodních norem. ISO 13822 [1] umožňuje při ověřování spolehlivosti existujících konstrukcí používat metodu dílčích součinitelů nebo pravděpodobnostní postupy.

2.1. Metoda dílčích součinitelů

Základní metodou pro ověřování spolehlivosti existujících konstrukcí je metoda dílčích součinitelů, uvedená v Eurokódech a v mezinárodních normách ISO. Doporučené hodnoty dílčích součinitelů zatížení a materiálových vlastností jsou stanoveny na základě kalibrací, porovnáním s původními normami a použitím pravděpodobnostních metod. Při stanovení hodnot dílčích součinitelů lze vycházet z požadavku na určitou úroveň

spolehlivosti konstrukcí. V obvyklých případech se pro běžnou padesátiletou životnost konstrukce a mezní stavy únosnosti doporučuje směrná hodnota indexu spolehlivosti $\beta_t = 3,8$ (pro třídu spolehlivosti RC2 podle [2]). Pokud to lze zdůvodnit, je v některých případech možné při ověřování existující konstrukce uvažovat jiný požadavek na směrnou hodnotou indexu spolehlivosti než u nové konstrukce. Dílčí součinitele pro existující konstrukce by se v těchto případech mohly upravit tak, aby tuto skutečnost zohledňovaly.

2.2. Pravděpodobnostní metody

Při působení časově proměnných vlastností základních veličin je někdy výhodné pro ověřování spolehlivosti existující konstrukce nebo návrhu její obnovy použít pravděpodobnostní metody. Při pravděpodobnostním rozboru spolehlivosti konstrukce se sestavuje funkce mezního stavu $g(\mathbf{X})$ pro vektor $\mathbf{X}$ základních veličin. Předpokládá se, že konstrukce je spolehlivá, pokud platí nerovnost $g(\mathbf{X}) > 0$. Pravděpodobnost poruchy P_f se stanoví integrací přes oblast $g(\mathbf{X}) < 0$, ve které je konstrukce nespolehlivá, ze vztahu

$$P_f = \int_{Z(\mathbf{X}) < 0} \varphi_{\mathbf{X}}(\mathbf{x}) d\mathbf{x} \quad (1)$$

kde $\varphi_{\mathbf{X}}(\mathbf{x})$ je sdružená hustota pravděpodobnosti pro realizaci vektoru $\mathbf{x}$. Dalším ukazatelem spolehlivosti konstrukce je index spolehlivosti β , který se definuje na základě pravděpodobnosti poruchy P_f vztahem $\beta = -\Phi^{-1}(P_f)$, kde Φ označuje distribuční funkci normovaného normálního rozdělení. Vypočtená pravděpodobnost poruchy P_f nebo index spolehlivosti β nosného prvku se porovnává se směrnou hodnotou pravděpodobnosti $P_{f,t}$, popř. β .

3. Dílčí součinitele pro požadovanou úroveň spolehlivosti

Koncepce návrhových hodnot lze použít pro stanovení dílčích součinitelů základních veličin, které se použijí pro ověření existujících konstrukcí. Dílčí součinitele spolehlivosti γ_i se u základních veličin X_i , které mají příznivý vliv na spolehlivost konstrukce (veličiny odolnosti), stanoví ze vztahu

$$\gamma_i = x_{ik} / x_{id} \quad (2)$$

kde x_{ik} je charakteristická a x_{id} návrhová hodnota vlastnosti materiálu nebo odolnosti konstrukce. Odolnost konstrukce R (pevnost betonu, mez kluzu výztuže) se často popisuje dvouparametrickým lognormálním rozdělením

s počátkem v nule. Charakteristická hodnota odolnosti se v EN 1990 [3] definuje jako dolní kvantil odpovídající pravděpodobnosti 5 %. Pro dílčí součinitel odolnosti γ_R lze podle vztahu (2) zapsat

$$\gamma_R = \exp(-1,645 V_R) / \exp(-\alpha_R \beta V_R) \quad (3)$$

kde V_R je variační koeficient odolnosti R a β požadovaný index spolehlivosti, součinitel 1,645 je hodnota 5% kvantilu normované náhodné veličiny s normálním rozdělením a součinitel citlivosti $\alpha_R = 0,8$ [3]. Závislost hodnoty dílčího součinitele odolnosti γ_R na variačním koeficientu V_R pro tři třídy spolehlivosti konstrukcí RC1 až RC3 je uvedena na obr. 1.

Obr. 1. Dílčí součinitel odolnosti γ_R v závislosti na variačním koeficientu V_R

Z obr. 1 je patrné, že pro konstrukci v běžné třídě následků CC2 a pro variační koeficient $V_R = 0,10$ by dílčí součinitel odolnosti měl mít hodnotu asi $\gamma_R = 1,15$. Přímé použití výsledků uvedených na obr. 1 znesnadňuje skutečnost, že charakteristická hodnota pevnosti (meze kluzu) konstrukčních materiálů, jako je beton nebo ocel, ve skutečnosti odpovídá pravděpodobnosti nižší než 5 %, která se uvádí v EN 1990 [2]. Tato skutečnost vzniká snahou o zvýšení jakosti výroby materiálů, která vede ke zvýšení průměru pevnosti skutečné produkce.

4. Příklad uplatnění alternativních postupů podle ISO 13822

Postup hodnocení spolehlivosti existujících konstrukcí je ukázán na příkladu porušených balkónových nosníků panelových domů v severní části ČR. Kloknerův ústav se zúčastnil prohlídek 230 balkónů o stáří přibližně 45 let (použit konstrukční systém T0-6B-BTS). Vizuální prohlídka ukázala, že výztuž železobetonových nosníků byla na mnohých místech silně zkorodovaná vlivem porušené izolace. Karbonatace betonů se projevovala

zejména v čelních partiích balkónů. Na základě průzkumu bylo zjištěno, že nosníky byly vyrobeny z betonu třídy C 16/20 a výztuže S 200 s průměrem 0,008 m. Vyložení nosníků bylo 0,90 m, jejich šířka 3,50 m. Z výsledků průzkumu vyplynulo, že skutečná poloha výztuže se podstatně odlišovala od projektových předpokladů (navrženo krytí 0,01 m, vzdálenost výztuže 0,15 m). Pravděpodobnostní rozdělení krycí vrstvy výztuže c pro celkem $n = 4890$ měření ukazuje obr. 2. Skutečná tloušťka krycí vrstvy, která se mění od 0,002 do 0,065 m, neposkytovala průměrnou ochranu proti nepříznivým účinkům prostředí a podstatně snižovala nosnou způsobilost balkónových nosníků. Jakost provedení prefabrikovaných nosníků byla velmi nízká.

Obr. 2. Hustota pravděpodobnosti krycí vrstvy výztuže c pro 230 balkónů (4890 měření, průměr krytí $\mu = 0,026$ m, směrodatná odchylka $\sigma = 0,009$ m, šikmost $\alpha = 0,58$)

4.1. Ověření balkónových nosníků podle národních předpisů

Z hodnocení nosníků metodou dílčích součinitelů podle ČSN 73 1201 [3] vyplývá, že návrhová odolnost nosníku $M_{Rd} = 6,0$ kNm je větší, než jsou návrhové účinky zatížení $M_{Ed} = 3,15$ kNm na 1 bm nosníku. Pokud se však uvažuje redukce plochy výztuže vlivem koroze a její skutečná poloha, pak již podmínka $M_{Rd} > M_{Ed}$ nemusí být splněna. Na obr. 3 jsou uvedeny výsledky analýzy pro tři plochy výztuže A_s (pro návrhovou plochu $A_{s1} = 100\%$ a pro redukované plochy $A_{s2} = 90\%$ a $A_{s3} = 75\%$). Na obrázku je také zachycena návrhová hodnota účinků zatížení M_{Ed} .

Obr. 3. Vliv zvyšující se krycí vrstvy výztuže c na odolnosti M_{Rd} nosníku v procentech pro navrženou plochu výztuže $A_{s1} = 100\%$ a redukované plochy $A_{s2} = 90\%$ a $A_{s3} = 75\%$.

4.2. Pravděpodobnostní analýza spolehlivosti

Pro analýzu spolehlivosti balkónových nosníků se použil pravděpodobnostní přístup podle ISO 13822 [1]. Uvažuje se následující funkce mezního stavu

$$g = \theta_R n (\pi \phi^2 / 4) f_y [h - c - \phi / 2 - 0,5 n (\pi \phi^2 / 4) f_y / f_c] - \theta_E (g + p) L^2 / 2 \quad (4)$$

kde základní veličiny jsou uvedeny v tabulce 1, včetně příslušného typu pravděpodobnostního rozdělení. Pravděpodobnostní modely základních veličin byly stanoveny na základě pokynů příručky [4] mezinárodní výzkumné organizace JCSS a výsledků vyhodnocených zkoušek.

Vliv redukce plochy výztuže ΔA_s na index spolehlivosti β pro čtyři případy tloušťky krycí vrstvy c (podle vyhodnocení měření jednotlivých balkónů) je uveden na obr. 4. Významnou základní veličinou ovlivňující ukazatele spolehlivosti balkónových nosníků je krycí vrstva výztuže. Pokud se neuvažuje s úbytkem plochy výztuže ΔA_s , pak se podle obr. 4 index β snižuje od 5,2 do 3,7 pro zvyšující se krycí vrstvu c od 0,01 do 0,03 m.

Tab. 1 Pravděpodobnostní modely základních veličin

Základní veličina	Sym- bol	Rozdě- lení	Rozměr	Průměr μ	Směrodatná odchylka σ
Pevnost betonu v tlaku	f_c	LN	MPa	24	4
Mez kluzu	f_y	LN	MPa	240	15
Délka nosníku	L	DET	m	0,90	-
Průměr výztuže	ϕ	DET	m	0,008	-
Počet prutů na balkón	n	DET	-	20	-
Tl. balkónu ve vetknutí	h	LN	m	0,12	0,01
Krycí vrstva	c	BET	m	0,026	0,009
Nejistota odolnosti	θ_R	LN	-	1,1	0,05 μ
Nejistoty účinku zatížení	θ_E	LN	-	1	0,05
Obj. Tíha betonu	ρ	N	MN/m ³	nom.	0,06
Užitné zatížení	p	GAM	MN/m ²	0,0008	0,00048

Obr. 4. Vliv redukce plochy výztuže ΔA_s (v %) na index spolehlivosti β pro čtyři případy krycí vrstvy c : (a) průměr $\mu = 0,01$ m, (b) $0,02$ m, (c) $0,026$ m, (d) $0,03$ m (variační koeficient $v = 0,35$, dolní mez $a = 0$, horní mez $b = 3 \mu$, Beta rozdělení)

Původní návrh balkónových nosníků byl v souladu s požadavky tehdy platných ČSN. Nekvalitní vyrobení prefabrikovaných balkónových nosníků i dokončovací prováděcí práce vedly ke značné redukci plochy výztuže proti původním návrhovým předpokladům. Významnou základní veličinou ovlivňující ukazatele spolehlivosti balkónů je plocha výztuže a její krycí vrstva. Indexy spolehlivosti β výrazně klesají se snižující se plochou výztuže vlivem koroze (index spolehlivosti β se snížil asi na poloviční hodnotu při 50 % úbytku plochy výztuže).

5. Vliv dílčích součinitelů při hodnocení spolehlivosti

Původní návrh balkónových nosníků byl ovlivněn hodnotami dílčích součinitelů a konstrukčními zásadami podle tehdy platných ČSN (dílčí součinitele pro stálá a proměnná zatížení $\gamma_G = 1,1$, $\gamma_Q = 1,3$, krycí výztuže $c = 0,01$ m). Eurokódy doporučují větší hodnoty dílčích součinitelů zatížení ($\gamma_G = 1,35$, $\gamma_Q = 1,5$) než ČSN.

Obr. 4. Vliv dílčích součinitelů γ_G a γ_Q na úroveň spolehlivosti balkónových nosníků

6. Závěrečné poznámky

Mezinárodní norma ISO 13822 poskytuje návody pro hodnocení spolehlivosti existujících konstrukcí včetně možnosti aplikace pravděpodobnostních postupů. Pravděpodobnostní přístupy podle této normy poskytují nové možnosti, jak rozhodnout o dalším používání existujících konstrukcí. Použití pravděpodobnostních metod pro hodnocení spolehlivosti existujících konstrukcí je uvedeno na příkladu balkónových nosníků. Přestože návrh nosníků splňoval požadavky tehdy platných předpisů, nízká jakost provedení a nepříznivé vlivy prostředí způsobily značné snížení spolehlivosti balkónů a vyvolaly potřebu jejich rekonstrukce. Z podrobného průzkumu a následného hodnocení bylo zjištěno, že se počáteční index spolehlivosti pohyboval u jednotlivých nosníků v rozmezí od 5,2 do 3,7. Když se uvažila redukovaná plocha výztuže způsobená korozí, index spolehlivosti dále významně poklesl.

Uznání Tato studie vznikla v Kloknerově ústavu ČVUT jako součást řešení projektu č. 103/06/1521 "Spolehlivost a hodnocení rizik konstrukcí v extrémních podmínkách" podporovaného Grantovou agenturou ČR.

Doc. J. Markova is involved in the reliability analyses of structures, actions on structures, concrete structures, probabilistic methods of the theory of structural reliability, national and international standardisation activities.