CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (4/15), październik-grudzień 2015, s. 263-280

Krzysztof KUCHTA[1]
Mariusz MAŚLAK[2]

FAILURE MODES DETERMINING THE RESISTANCE AND THE STABILITY OF STEEL CELLULAR BEAMS

Effective failure modes relating to the steel cellular beams that nowadays have become widely used as a part of a building load-bearing structure are identified and discussed in detail. They are presented as those being critical both due to the structural resistance evaluation and due to the stability assessment. In the first case, the ultimate bending moment resistance of a whole beam in the presence of shear is estimated as well as the resistance of the beam tee section located at mid-length of the web-opening. Regarding to the verification of beam stability not only the lateral-torsional buckling is taken into consideration but also the shear buckling of the beam web and even the local instability of a web-post. Finally, the risk of the rupture of a welded joint located in a beam web-post is assessed to check if it is so small that it can be accepted by the building user.

Keywords: cellular beams, web-openings, Vierendeel bending, lateral-torsional buckling, web-post buckling.

1. Introduction

It is common knowledge that in modern buildings a large number of various technical installations must be accommodated inside. On the one hand, dimensions of the installation conduits, in particular those used for ventilation and air-conditioning, are frequently increased due to the growing needs of the building users. They are also sometimes forced by the appropriate standard regulations. On the second hand, however, looking from the point of view represented by the building user, it is economically advantageous to minimize the volume occupied by the technical installations as well as by the floor struc-

[1] Author for correspondence: Krzysztof Kuchta, Cracow University of Technology, Warszawska 24, 31-155 Cracow, phone: +48126282324, e-mail: kkuchta@pk.edu.pl.

[2] Author for correspondence: Mariusz Maślak, Cracow University of Technology, Warszawska 24, 31-155 Cracow, phone: +48126282327, e-mail: mmaslak@pk.edu.pl.

ture itself because usually the horizontal sections of such the installations are placed just below the ceiling. The best and the cheapest design solution that enables fulfilling all the conditions mentioned above seems to be a reinforced concrete floor supported by the steel beams with the web-openings. The beams of this type are used in steel structures probably from the thirties of the last century [1]. In addition to the above-mentioned advantageous functional characteristics such a solution allows a beam to achieve an increase in bending resistance as well as in flexural stiffness without any additional material used to form the structure. The intensive development, especially in the nineties of the last century, of the welding technologies using a computer-controlled manufacturing process has enabled the beams with the web-openings to become a product being more flexible in relation to the expectations of both the future building user and the designer. The spacing and the basic dimensions of the openings are at present the parameters that can be freely selectable by the designer (although to a limited range) according to the specific geometric constraints as well as to the load arrangement applied to the considered beam. Currently, there are at least three most commonly used standard shapes of the web-openings: hexagonal - used in the castellated beams, circular - used in the cellular beams, and curvilinear - used in the so called Angelina beams. The beams of hexagonal and of curvilinear contour of the web-openings are formed in the absence of the material waste whereas manufacturing of the beams of circular contour is always associated with generation of waste material and requires a two-step cutting operation (Fig.1).

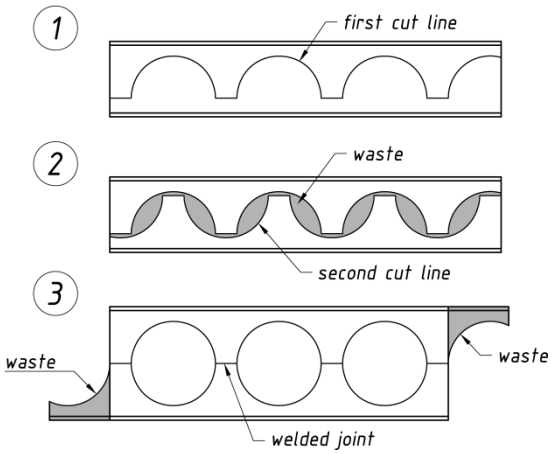


Fig. 1. Two-step cutting and manufacturing procedures of the steel cellular beams

Rys. 1. Dwa etapy procedury cięcia i wytwarzania ażurowych belek stalowych

The formal models available for the designers and helpful both in the credible evaluation of the structural resistance of the beam with the web-

openings and in the reliable verification of the stability of such a beam are commonly known and seem to be experimentally well-justified if only these openings are hexagonally or even rectangularly-shaped [2]. However, if they relate the cellular beams with the circular web-openings then it should be noted that such models, if they exist at all, not only are not yet sufficiently verified but even they are not always unambiguously specified. In the computational approach currently being prepared for recommendation in this field by the Technical Committee CEN TC 250/SC 3 (at present the seventh draft of the appropriate standard is in preparation) some failure modes are identified for such the beams which seem to be the conclusive in structural safety assessment in the case when the persistent design situation is assumed to be considered. As a result of such identification various limit state conditions are formulated to finally have been verified whether they are fully satisfied if the considered beam is subjected to external loads. The aim of this paper is to present and to discuss in detail all the computational procedures necessary to evaluate as precisely as possible the safety level of such a beam when it is used as a part of a building structure.

2. Static model of a cellular beam

It is a well-known fact that if the beam has the sufficiently large and densely-spaced web-openings then the requirements relating to the prismatic rod should not be taken as fulfilled. For this reason, in practical calculations, the model of the Vierendeel beam with no diagonal members is commonly used for modelling the behaviour of cellular beams but with a simplification that the additional hinges are deployed in a mid-span of each particular component constituting the adopted structural system, as it has been proposed by Keelhof [3] (Fig. 2). Most likely this scheme the first time was used for modelling the castellated beams by Faltus as early as in 1942 [4]. In fact, this formal model is also widely used by designers when the structural response referring to the beams with rectangularly, hexagonally or even octagonally-shaped web-openings is modelled. In such cases the limit state conditions should be verified at least twice: first - in vertical sections of the compressed beam-flanges which have been imaginarily extracted from the whole beam section over the entire width of the respective web-openings, and then – in horizontal sections of the respective beam web-posts, localized at the height of the upper edge of such the web-openings. The main advantage of this model is its simplicity, however, it does not allow to reflect with sufficient precise the effect of the stress concentration at the edge of the web-openings. If, however, the cellular beam is considered in the analysis, with the circular web-openings, then the effective application of that model is no longer so easy because of the difficulty in unambiguously determining the position of the critical beam cross-section. Let us note that the normal stress distribution around

the considered web-opening is a nonlinear function of the polar coordinate ϕ, being dependent both on the geometric parameters of the beam-cross-section and on the value of internal forces and moments which are induced in such a section [5, 6] (Fig. 3). Moreover, the place of the occurrence of extreme stresses depends on the ratio between the bending moment M_{Ed} and the transverse force V_{Ed}.

Basics of such a formal model relating to the steel cellular beams are also discussed in the Polish professional literature (for example in [7, 8]).

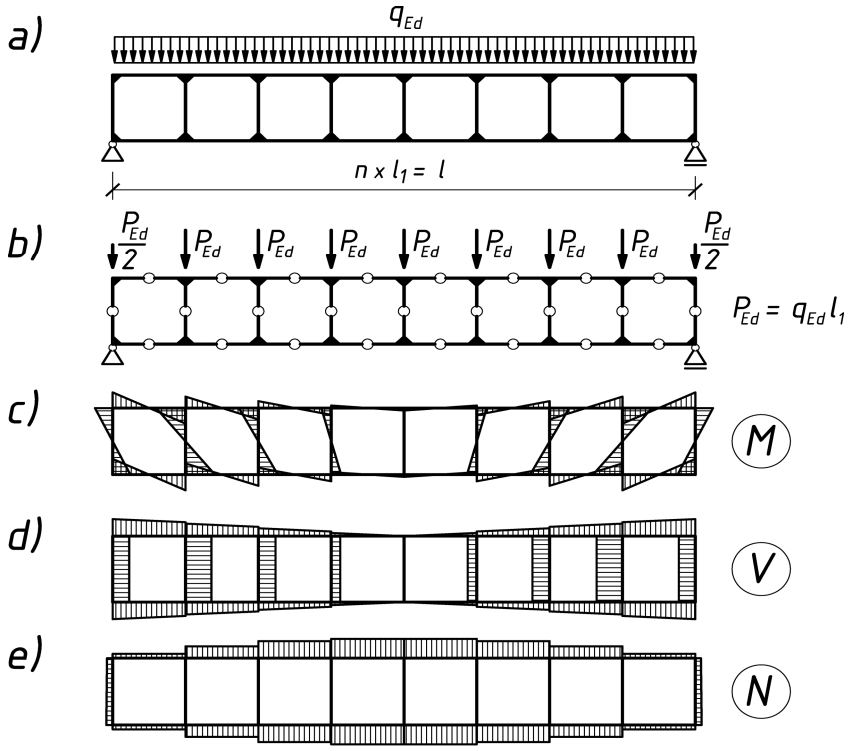


Fig. 2. Static systems generally used to model the behaviour of the beam with the web-openings: a) the classic system of Vierendeel beam, b) the simplified Vierendeel beam with the additional hinges, c) distribution of the bending moments, d) distribution of the transverse forces, e) distribution of the normal axial forces

Rys. 2. Ogólnie używane schematy statyczne do modelowania zachowania się belek ażurowych: a) klasyczny system belki Vierendeel`a, b) uproszczony model belki Vierendeel`a z dodatkowymi przegubami, c) wykres momentów zginających, d) wykres sił poprzecznych, e) wykres sił osiowych

3. Influence of the web-openings on the cross-section class in cellular beams

Detailed analysis of the beam with the web-openings leads to the conclusion that the distribution of the bending moments being induced in the critical beam-cross-section depends not only on the value of the polar coordinate ϕ but also on the diameter of the hole weakening the beam-web. In addition, this relation, and thus the assumed class of the beam-cross-section, is depended on the effort of that part of the weakened beam-cross-section which is subjected to tension. Such dependences are a unique feature of the beam with the web-openings, unheard of in any other beams made from the sections of another kind. As a result of such beam behaviour the plastic reserve being the consequence of the redistribution of the bending moment is not available. This means that in this case one should assume that the class of the beam-cross-section is at most 2.

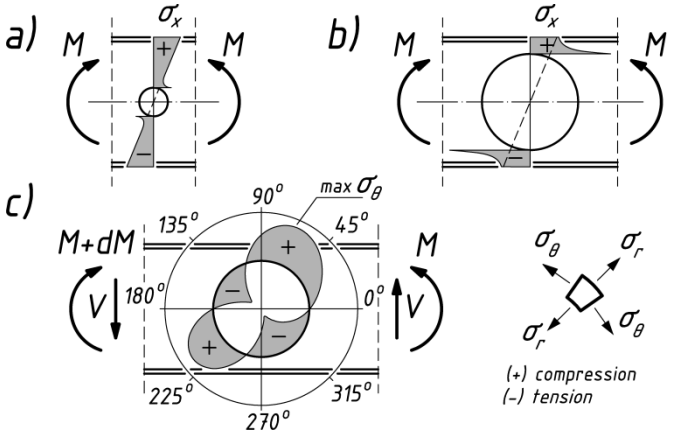


Fig. 3. Elastic stress distributions in beam-sections localized around the circular web-opening: a) normal stress σ_x distribution – the case of the beam pure bending and a small web-opening size according to [9], b) normal stress σ_x distribution – the case of the beam pure bending and a web-opening with increased diameter according to [9], the significant stress concentrations are visible c) membrane circumferential stress σ_θ distribution along the web-opening edge – the case of the bending – shear (M-V) interaction, based on the Heller's formula according to [10]

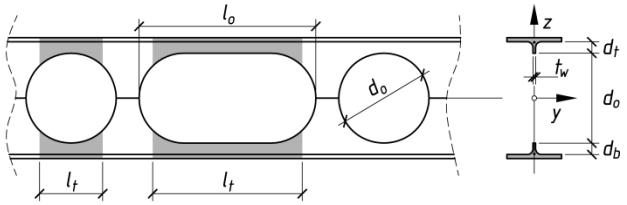
Rys. 3. Sprężysty rozkład naprężeń na przekroju belki zlokalizowanych około kolistego otworu w środniku: a) rozkład naprężeń normalnych σ_x - przypadek belki poddanej czystemu zginaniu i małej średnicy otworów w środniku według [9], b) rozkład naprężeń normalnych σ_x - przypadek belki poddanej czystemu zginaniu i zwiększonej średnicy otworów w środniku według [9], widoczne są znaczne koncentracje naprężeń c) rozkład naprężeń obwodowych σ_θ wzdłuż brzegu otworu w środniku - przypadek interakcji zginanie - ścinanie (M-V), zgodnie z formułą Heller`a na podstawie [10]

The classification of the cross-sections if it relates to the flanges being a part of the considered cellular beams can be carried out according to the classical methodology recommended in the standard EN 1993-1-1 [11]. This approach does not allow, however, to correctly determine the class of the beam-web weakened by holes. The recommendations how to classify such the weakened beam-webs were recently given in [12]. They are presented in detail in Table 1. According to this the sought cross-section class relating to the weakened beam-web can be determined based on the one of the two alternatively specified assessment criteria wherein the second of these criteria should be constitute an overriding to the first. Let us note that in the first approach the height of that part of the weakened beam-web which is subjected to compression (marked in Table 1 by the symbol d_t because in the nomenclature proposed in the appropriate standard currently being in preparation the subscript "*t*" denotes the top-part whereas the subscript "*b*" denotes the bottom-part of the whole web cross-section) is additionally limited. The class of the cross-section specified for the weakened beam-web is then in the presented design procedure not only the measure of the sensitivity of such a web on the elastic-plastic instability phenomena but also the measure of the flexibility of the compressed beam-flange-t-stub (such a t-stub is in the standard mentioned above named the tee-section with the length l_t - then in this case the subscript "*t*" denotes the name "tee") on its local flexural buckling.

Table. 1. The recommendations relating to the cellular beam-web cross-section classification weakened by holes (according to [12]), $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$.

Tabela 1. Rekomendacje dotyczące klasyfikacji przekroju poprzecznego środnika osłabionego przez otwory w belkach ażurowych (według [12]), $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$

Class of the beam web cross-section weakened by holes	Assessment criterion		
	(1)		(2)
	(1a)	(1b)	
2	$l_t > 32t_w\varepsilon$	$d_t \le \dfrac{10t_w\varepsilon}{\sqrt{1-\left(\dfrac{32t_w\varepsilon}{l_t}\right)^2}}$	$l_t \le 32t_w\varepsilon$

3	$l_t > 36t_w\varepsilon$	$d_t \le \frac{14t_w\varepsilon}{\sqrt{1-\left(\frac{36t_w\varepsilon}{l_t}\right)^2}}$	$l_t \le 36t_w\varepsilon$
4	$l_t > 36t_w\varepsilon$	$d_t > \frac{14t_w\varepsilon}{\sqrt{1-\left(\frac{36t_w\varepsilon}{l_t}\right)^2}}$	-
Circular web-openings $l_t = 0{,}7\ d_o$ Elongated circular openings $l_t = l_o - 0{,}3\ d_o$			

It should be added that the effort of that beam tee-section which is subjected to tension (i.e. that with the height d_b) can change the assumed class of the beam-web weakened by holes. In particular, the sections which have been initially classified in class 3 may be treated as those classified in class 2 if the following inequality is satisfied [12]:

$$\frac{N(x)}{A_b f_y} \ge 1 - \frac{20\varepsilon t_w^2}{A_b} \tag{1}$$

where $N(x)$ denotes the axial force induced in the bottom beam-tee-section being in tension whereas A_b means the area of such a tee-section. Furthermore, the cross-sections classified in class 4 may be treated as those classified in class 3 if only the following occurs [12]:

$$d_b \le \frac{14t_w\varepsilon'}{\sqrt{1-\left(\frac{36t_w\varepsilon'}{l_t}\right)^2}} \quad \text{and} \quad l_t > 36t_w\varepsilon' \tag{2}$$

where:

$$\varepsilon' = \frac{\varepsilon}{\sqrt{1-\frac{N(x)}{A_b f_{yd}}}} \tag{3}$$

4. Vierendeel bending and ultimate global bending resistance evaluation

Based on the experimentally identified beam failure modes the four-hinged failure mechanism has been proposed [5, 13] as that being conclusive for determining the ultimate beam resistance when the bending-shear (M-V) interaction is considered (Fig. 4). The sections selected for verification of the ultimate limit state conditions are defined here as the planar radial sections specified in the polar coordinate system centered at the center of the hole.

The inclination of the plane containing the critical cross-section, measured by the angle φ (Fig. 5), is the value initially unknown. It is determined iteratively. Its value is in the range of 0° in case of the beam pure bending to 28° in case of the beam pure shear. As a safe estimate one may assume that $\varphi = 25^o$ [13]. It should be underlined the following fact (see Fig. 5): although the assumption of the purely elastic stress distribution in the most weakened vertical cross section of the considered beam is fully satisfied it is true that in the critical beam cross-section, deviating from the previous one by the angle φ, a partial plasticizing of this section may occur as a consequence of the possible interaction $M_\varphi - V_\varphi - N_\varphi$.

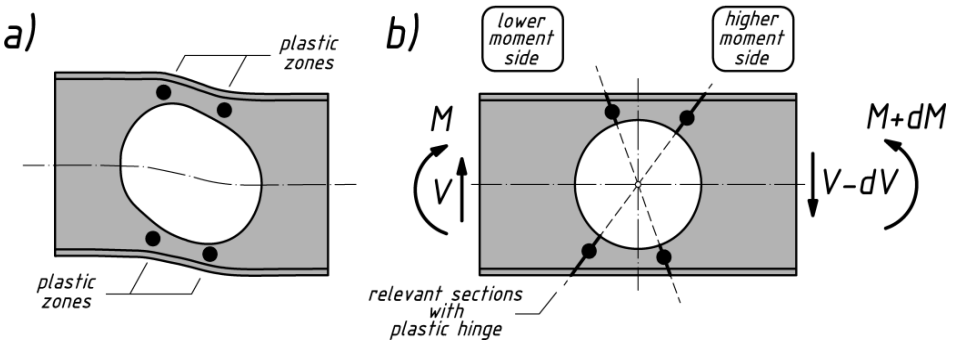


Fig. 4. Failure mode of a cellular beam when it is subjected to the M-V interaction: a) the four-hinged failure mechanism, b) location of the relevant plastic hinges

Rys. 4. Rodzaje zniszczenia belki ażurowej gdy jest ona poddana interakcji M-V: a) mechanizm zniszczenia przy powstaniu czterech przegubów plastycznych, b) lokalizacja istotnych przegubów plastycznych

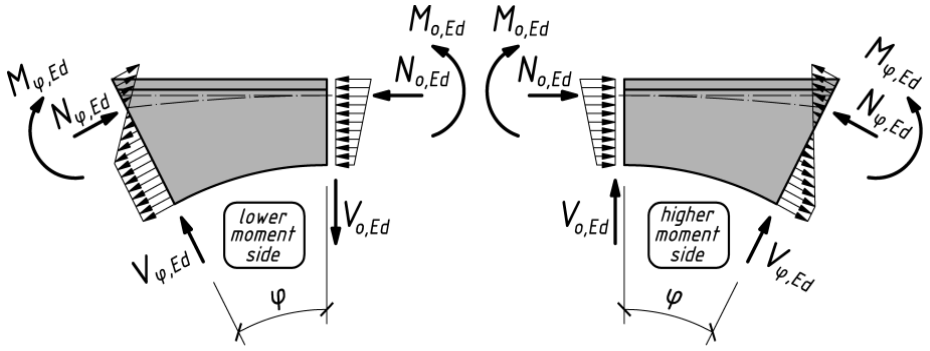


Fig. 5. Normal stress distributions at the relevant top critical tee-sections of the considered cellular beam (according to [14])

Rys. 5. Rozkład naprężeń normalnych przy odpowiednim górnym krytycznym przekroju teowym rozpatrywanej belki ażurowej (na podstawie [14])

This means that in such a critical beam tee-section the ultimate limit state condition being appropriate for its interactive resistance should be satisfied. It has been formulated as follows [14]:

$$\frac{N_{\varphi,Ed}}{N_{\varphi,Rd}} + \frac{M_{\varphi,Ed}}{M_{\varphi,Rd}} \leq 1{,}0 \tag{4}$$

It may be noted that in the above formula the transverse force $V_{\varphi,Ed}$ is not explicitly specified; however, its impact in the previously identified critical cross-section should be included by a possible reduction both in beam-section bending resistance $M_{\varphi,Rd}$ and in the beam-section tension resistance $N_{\varphi,Rd}$, in accordance with the requirements of the standard [13].

5. Shear resistance of cellular beams

The shear resistance of the beam with the web-openings is closely related to the effects of disturbances in the flow of tangential stresses in the weakened beam-web. The consequence of such disturbances is an additional in-plane bending subjected both to the critical beam-tee-cross-sections and to the beam-web-posts located between the openings. According to the recommendations given in [12] the transverse force V_{Ed} should be limited to the value:

$$V_{Ed} \leq \frac{2\left[M_{el,a,wp,Rd}/s + 2\,M_{N,b,Rd}/\ell_o\right]}{\left[1 + 2e_0/h_{eff}\right]} \tag{5}$$

where $M_{el,a,wp,Rd}$ denotes the design value of the elastic bending resistance of the beam web-post located between the openings. Its value can be calculated as follows:

$$M_{el,a,wp,Rd} = \frac{s_0^2 t_w f_{yd}}{6} \tag{6}$$

In such a formula s_0 is the minimum width of a web-post. Furthermore, $M_{N,b,Rd}$ denotes in formula (5) the bending resistance of the bottom web-tee-section, but reduced because of the impact of the tensile force $N_{a,b}$ inducing in such a section as a consequence of the global bending of the considered beam. The remaining symbols refer to only the geometrical quantities; in particular, e_0 is the eccentricity of the centre of the considered web-opening measured with respect to the horizontal axis of the whole beam, whereas h_{eff} is the distance between the centres of gravity of the two corresponding beam-tee-sections, i.e. the top and the bottom, measured with respect to the most weakened beam cross-section. The limitation given in formula (5) is mainly due to the limited bending resistance of the beam web-posts.

The other restriction determining the shear resistance of the beam with the web-openings is this associated with in-plane shear of such the considered web-post. This shear is the second-order action resulted from the variation of the bending moment value along the beam length (Fig. 6). The design value of the horizontal transverse force induced as a consequence of the web-post in-plane shear can be evaluated directly from the equilibrium equation relating to the single segment of the simplified static scheme shown in detail in Fig.1. This gives the following formula:

$$V_{wp,Ed} = \frac{V_{\mathrm{Ed}} s}{h_{\mathrm{eff}}} \tag{7}$$

On the other hand, the shear resistance of such a web-post is determined for its smallest horizontal section, then the following occurs:

$$V_{wp,Rd} = s_o t_w f_{yd} \big/ \sqrt{3} \tag{8}$$

Because the safety condition $V_{wp,Ed} \le V_{wp,Rd}$ must be satisfied, then finally the following limitation can be specified:

$$V_{Ed} \le \frac{s_o t_w h_{eff} f_{yd}}{s\sqrt{3}} \tag{9}$$



Fig. 6. Web-post failure mode in cellular beam resulted from the in-plane shear of such a web-post (photo taken from the thesis [15] accessible in [24])

Rys. 6. Rodzaj zniszczenia słupków środnika w belce ażurowej wywołane ścinaniem w płaszczyźnie środnika (fotografia z dysertacji [15] dostępna w [24])

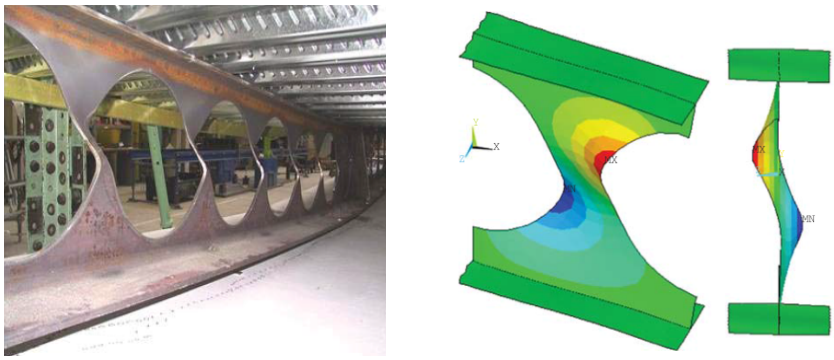
6. Buckling resistance of the beam web-post

Destruction of the beam with the web-openings can also occur as a consequence of the instability of a single web-post. The hole disrupts a flow of tangential stresses in the beam-web causing their local accumulations especially near the hole edges, which may result in local elastic-plastic instability of the beam web-posts which usually manifests itself by the creation of the bulges, as it is shown in detail in Fig. 7b. It can be seen that the line connecting the apexes of such bulges determines a general direction of the trajectory of compressive stresses. Currently at least two alternative design approaches are recommended to be used to verify whether the stability of the beam web-post will be preserved. The first of these is the general method which can be used regardless of the shape of the web-openings while the other is calibrated only for beams having the circularly-shaped holes. According to the general method it was found that the stability of the beam web-post does not need to be checked if the limitation $d_0/t_w \le 25$ is fulfilled. Otherwise, the buckling of the web-post can be analysed based on the distribution of compressive stresses resulting from the action of the effective horizontal force which is quantitatively determined from the equation:

$$V_{wp,Ed,eff} = V_{wp,Ed} \pm 2\frac{M_{wp,Ed}}{d_0} \tag{10}$$

for the top and for the bottom beam tee-sections separately, where $V_{wp,Ed}$ is the design value of the horizontal shear force while $M_{wp,Ed}$ the design value of the bending moment both inducing themselves in the beam web-post. The compressive stresses in the beam web-post can be set to be equal to the average tangential stresses calculated as follows:

$$\sigma_{wp,Ed} = \frac{V_{wp,Ed}}{s_0 t_w} \tag{11}$$



a) b)

Fig. 7. Web-post buckling in a cellular beam: a) obtained experimentally by Vassart with the team (the results of such the experiments are reported in detail in [16]), b) modelled numerically (according to the example presented in [17])

Rys. 7. Wyboczenie słupków środnika w belce ażurowej: a) otrzymane z badań Vassarta z zespołem (wyniki tych badań zostały dokładnie przedstawione w [16]), b) modelowane numerycznie (według przykładów zaprezentowanych w [17])

The buckling resistance of the beam web-post is calculated by specifying the design value of the ultimate stress level, maximum possible to accept. It is defined as follows:

$$\sigma_{b,wp,Rd} = \frac{\chi_{wp} f_{yd}}{\gamma_{M1}} \tag{12}$$

The web-post buckling coefficient χ_{wp} is determined for fictitious bar representing a compressed web band between adjacent openings. To do this the equivalent relative slenderness is specified, being calculated from the following equation:

$$\bar{\lambda} = \frac{1{,}75\sqrt{s_0^2 + d_0^2}}{t_w} \frac{1}{\lambda_1} \tag{13}$$

where:

$$\lambda_1 = \pi\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93{,}9\varepsilon \tag{14}$$

The value of the coefficient χ_{wp} should be calculated in relations to the curve „*b*", as it is recommended in the standard [11]. Finally, the web-post stability condition has the form:

$$\sigma_{wp,Ed} \leq \sigma_{b,wp,Rd} \tag{15}$$

Regardless of the shape of the web-openings the transverse force generated in a beam should fulfill the following restriction resulting from the Vierendeel bending:

$$V_{Ed} \leq \frac{\left[\sigma_{b,wp,Rd} t_w s_0 + 4M_{N,b,Rd} / \ell_0\right]}{\left[1 + (2e_0 + d_0)/h_{eff}\right]} \tag{16}$$

The alternative design algorithm, helpful in the verification of the stability of the beam web-post, is described in an Annex A of the standard dedicated to the cellular beams. As it has been mentioned previously such a standard is currently in preparation by the Technical Committee CEN TC 250/SC 3. However, this approach is undoubtedly much more complex and its detailed description requires a separate study. It seems that the verification performed in this alternative way should be significantly more precise and more trustworthy than this previously presented in this chapter.

7. Lateral - torsional buckling

The lateral - torsional buckling resistance can be evaluated for the cellular beams when they are subjected to in-plane bending on the basis of the classical formula recommended in the standard [11]:

$$M_{b,LT,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \tag{17}$$

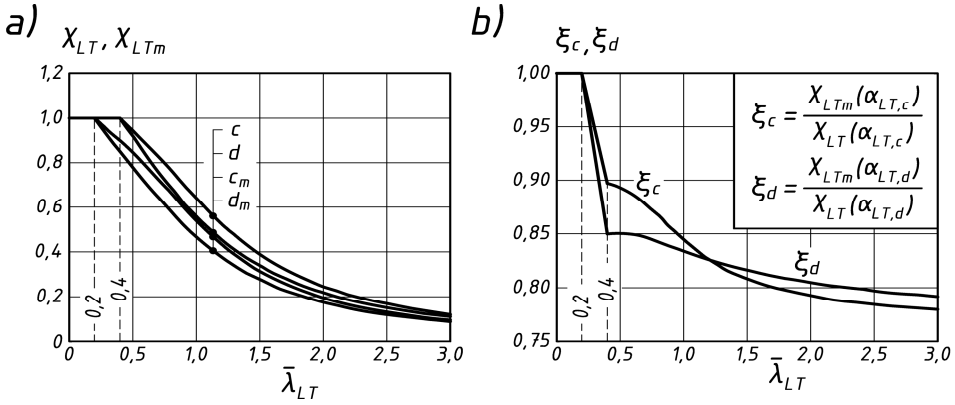


Fig. 8. Comparison of the lateral-buckling curves c_m and d_m proposed for the cellular beams with the appropriate curves specified in the standard [11] for the beams without web-openings: a) in the classic coordinate system, b) by using the comparative factors ξ_c and ξ_d

Rys. 8. Porównanie krzywych zwichrzenia c_m i d_m proponowanych dla belek ażurowych z odpowiednimi krzywymi podanymi w normie [11] dla belek pełnościennych: a) w klasycznym układzie współrzędnych, b) przy użyciu współczynników porównawczych ξ_c i ξ_d

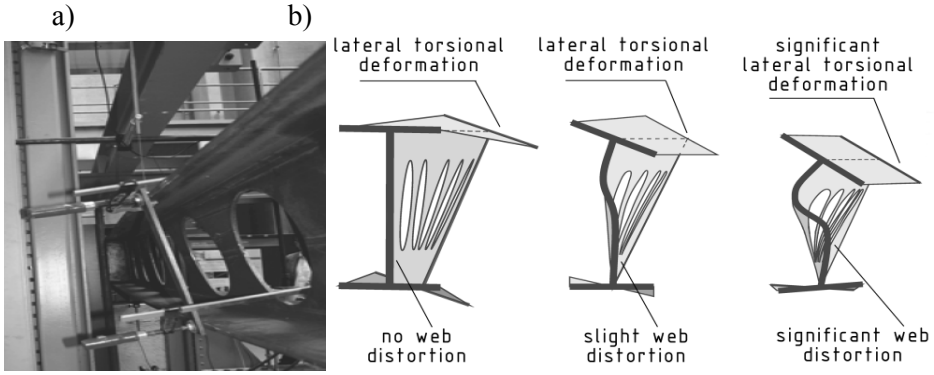


Fig. 9. Lateral-torsional buckling of a cellular beam: a) observed experimentally by Vassart with the team (the results of such the experiments are reported in detail in [18]), b) phases of a beam failure, subsequent deformation schemes: in the foreground – for the near-support section, in the background – for the mid-span section (scheme elaborated according to the model given in [19])

Rys. 9. Zwichrzenie belki ażurowej: a) obserwowane podczas badań Vassarta z zespołem (wyniki tych badań zostały dokładnie przedstawione w [168]), b) fazy zniszczenia belki, kolejne schematy deformacji: na pierwszym planie – przekrój w pobliżu podpory, na dalszym planie - dla przekroju w środku rozpiętości belki (schematy opracowano na podstawie modelu podanego w [19])

In such a formula the bending modulus W_y is determined for the section located in the axis of the web-opening, being in general this the most-weakened, and having regard to the modified way of determining the class of the cross-section because of the presence of the web-opening. The instability coefficient χ_{LT} may be calculated in accordance with the traditional standard procedure given in [11] provided that the value of the imperfection parameter α_{LT} will be adopted to be equal to 0,49 (i.e. according to the buckling curve "*c*") if the beam is made of a hot-rolled double-tee steel section or to be equal to 0,76 (i.e. according to the buckling curve "*d*") if the beam is made of the only mono-symmetrical steel sections. It should be underlined that the values relating to the ultimate slenderness $\overline{\lambda}_{LT} = \overline{\lambda}_{LT,0} = 0{,}2$ (in place of the traditional value $\overline{\lambda}_{LT,0} = 0{,}4$ - see Fig. 8) as well as to the auxiliary parameter $\beta = 1{,}0$ (in place of the traditional value $\beta = 0{,}75$) differ from those given in the standard [11].

A specific feature of a lateral – torsional buckling of cellular beams is the occurrence of the coupled instability modes combining the flexural – torsional and the distorsional instability forms. The lateral – torsional buckling of the beam in a mid-span, i.e. outside the neighbourhood of the supports, occurs classically which manifest itself by the simultaneous deflection and rotation of the cross-section, whereas at the same time the sections located at the regions adjacent to the supports are subjected to the distorsion coupled with the instability of the web-posts. The similar coupled failure modes were observed experimentally by Giżejowski and Salah [20, 21] but in relations to the composite floor beams. The distorsion identified there was associated with forcing the lateral displacements of the compressed part of the beam cross-section.

8. Rupture of the welded joint in a web-post

If the distance between the adjacent web-openings and thus the effective width of the considered web-posts are small enough then the failure mode being decisive due to the destruction of the entire beam may prove this relating to the rupture of the weld joining the upper and the lower parts of this web-post. The internal force parallel to the axis of the considered weld and transversal in relation to the web-post is in this case the primary load applied to such a joint.

The secondary one is the beam out-of-plane bending resulting from the compression of the web-post as well as from the imperfection in a web-post verticality which may be induced by the weld shrinkage. The joints connecting both parts of the web-posts are usually performed as a double-sided butt weld, with partial weld-penetration and without pre-bevelling of the web-post edges.

Let us note that modern welding technology enables to achieve the depth of such penetration of a single weld to a maximum of 6 mm. Dimensioning

of the joints of the web-posts can be carried out according to the standard procedure set out in the standard EN 1993-1-8 [22].

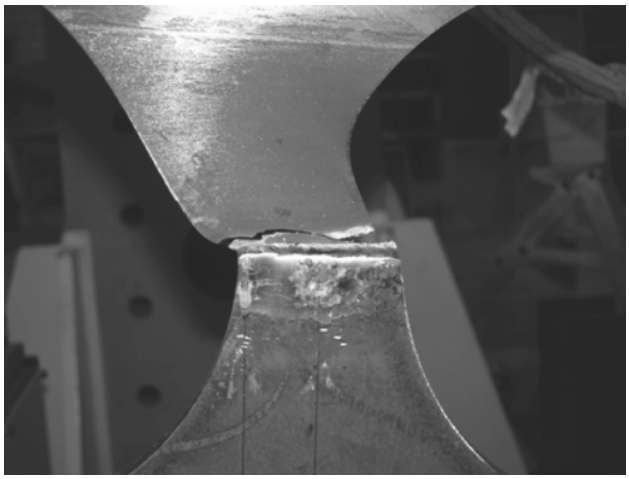


Fig. 10. Rupture of the weld in a web-post of a cellular beam (photo taken from the presentation [23] accessible in [25])

Rys. 10. Zniszczenie spoin w słupku środnika belki ażurowej (fotografia zapożyczona z prezentacji [23], dostępnej w [25])

9. Summary

The steel double-tee beams with circularly-shaped web-openings enjoy the growing interest both from the investors and from the designers both due to their light weight and due to the ability to be relatively easily integrated with various kinds of technical installations necessary to be placed in the building. At present, however, no recommendations how to design the beams of this type are formally specified in the relevant standards, including the appropriate Eurocodes relating to the design of steel structures. As it has been mentioned previously in the text of this paper, currently the specialized document relating to these issues is being developed by the Technical Committee CEN TC 250/SC 3. It is essential that the design procedures relating to the steel cellular beams should significantly differ from the classical standard algorithms used for dimensioning of similar steel beams but without holes. The qualitative differences should take into account not only the differences in the static analysis itself but also the specificity of the procedures relating to the identification as well as to the verification of the ultimate limit state of such a beam. This is a consequence of the fact that in such beams the specific failure modes can be activated. They are different from those typical for the ordinary steel beams, and as a result they become decisive both for the beam resistance and stability.

Bibliography

[1] Voříšek V., Chladný E., Melcher J.: Prvky kovových konštrukcií, Alfa – Vydavateľstvo Technickej a Ekonomickej Literatúry, Bratislava, 1983,

[2] Łubiński M., Filipowicz A., Żółtowski W.: Konstrukcje metalowe. Część 1, Arkady, Warszawa, 2000,

[3] Espion B.: The Vierendeel bridge at its heyday: Rational design, experiments and brittle failure, in: Nuts & bolts of construction history, vol. 3, p. 253-260, Picard, Paris, 2012,

[4] Faltus F.: Prolamované nosníky. Technický obzor, vol. 50, 1942, p. 175-180 and 387-389,

[5] Chung K.F., Liu T.C.H., Ko A.C.H.: Investigation on Vierendeel mechanism in steel beams with large web openings, Journal of Constructional Steel Research, vol. 57, p. 467-490, 2001,

[6] Panedpojaman P., Rongram T.: Design equations for Vierendeel bending of steel beams with circular web openings, Proceedings of the World Congress on Engineering (WCE 2014), vol. II, July 2-4, 2014, London, UK,

[7] Łubiński M., Bródka J.: Lekkie konstrukcje stalowe, Arkady, Warszawa, 1978,

[8] Bródka J., Broniewicz M.: Projektowanie konstrukcji stalowych według Eurokodów, PWT, Rzeszów, 2013,

[9] Gere J. M.: Mechanics of materials, Sixth Edition, Thomson Learning Inc., Brooks/Cole, 2004.

[10] Redwood R. G.: Design of I-beams with web perforations, in: Narayanan R.: Beam and beam-columns: stability and strength, Applied Science Publishers, London and New York, 1983,

[11] EN 1993-1-1:2005, Eurocode 3. Design of steel structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings,

[12] Müller C., Hechler O., Bureau A., Bitar D., Joyeux D., Cajot L. G., Demarco T., Lawson R. M., Hicks S., Devine P., Lagerqvist O., Hedman-Pétursson E., Unosson E., Feldmann M.: Large web openings for service integration in composite floors, Final report, Office for Official Publications of the European Communities, Luxembourg, 2006,

[13] Ward J. K.: Design of composite and non-composite cellular beams. The Steel Construction Institute, 1990,

[14] ENV 1993-1-1:1992/A2:1998, Eurocode 3 : Calcul des structures en acier. Partie 1-1: Règles générales – Règles générales et règles pour les bâtiments, Annexe N, Ouvertures dans les âmes,

[15] Bihina G.: Analyse du comportement au feu des planchers mixtes acier-béton constitutés de poutres cellulaires, Doctoral Thesis, Université Blaise-Pascal – Clermont II, Clermont-Ferrand, 2011,

[16] Durif S., Bouchaïr A. H., Vassart O.: Validation of an analytical model for curved and tapered cellular beams at normal and fire conditions, Periodica Polytechnica Civil Engineering, Vol. 57, No. 1 (2013), p. 83–95,

[17] Panedpojaman P., Thepchatri T., Limkatanyu S.: Novel design equations for shear strength of local web-post buckling in cellular beams, Thin-Walled Structures, vol. 76 (2014), p. 92–104,

[18] Nseir J., Lo M., Sonck D., Somja H., Vassart O., Boissonnade N.: Lateral torsional buckling of cellular steel beams, Proceedings of the Annual Stability Conference, Structural Stability Research Council, Grapevine, Texas, April 18-21, 2012,

[19] El-Sawy K.M., Sweedan A.M.I. , Martini M.I.: Moment gradient factor of cellular steel beams under inelastic flexure, Journal of Constructional Steel Research, vol. 98 (2014), p. 20–34,

[20] Giżejowski M.A., Salah W.A.: Numerical modeling of composite castellated beams, Proceedings of the Sixth International Conference on Composite Construction in Steel and Concrete, Devil's Thumb Ranch in Tabernash, Colorado, July 20-24, 2008,

[21] Giżejowski M.A., Salah W.A.: Numerical modeling of composite castellated beams, in: Leon R.T., Perea T., Rassati G.A., Lange J. (Eds.): Composite construction and steel and concrete, American Society of Civil Engineering, Reston, USA, 2011, p. 554-565,

[22] EN 1993-1-8:2005: Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-8: Design of joints,

[23] Hechler O.: Fertigung von Lochstegträgern. Parkhäuser und Lochstegträger in Stahl-oder Stahlverbundbauweise, html presentation accessible in [25]

[24] https://halshs.archives-ouvertes.fr/tel-00673404/document [access: April 18,2015]

[25] http://www.stb.rwth-aachen.de/projekte/2005/LWO+/LWO+.html, [access: April 18, 2015]

RODZAJE ZNISZCZENIA OKREŚLAJĄCE NOŚNOŚĆ I STATECZNOŚĆ STALOWYCH BELEK AŻUROWYCH

S t r e s z c z e n i e

W artykule zidentyfikowano i omówiono szczegółowo, efektywne rodzaje zniszczenia występujące w belkach ażurowych, które obecnie są powszechnie używane jako konstrukcyjne elementy w budynkach. Zostały one przedstawione jako kluczowe ze względu na nośność belki jak i ze względu na ocenę jej stateczność. W pierwszym przypadku, została oszacowana maksymalna nośność na zginanie całej belki z uwzględnieniem siły ścinającej jako nośność przekroju teowego belki zlokalizowanego na środku otworu w środniku. W przypadku sprawdzania stateczności belki, należy brać pod uwagę nie tylko zwichrzenie belki ale także możliwość wyboczenia środnika belki poddanego ścinaniu, oraz miejscową utratę stateczności słupków środnika. W końcu, należy również sprawdzić możliwość zniszczenia połączenia spawanego w słupkach środnika belki, jednak ryzyko takiego uszkodzenia jest tak małe że może być akceptowalne przez użytkowników budynków.

Słowa kluczowe: belki ażurowe, środnik z otworami, zginana belka Vierendeel`a, zwichrzenie, wyboczenie słupków środnika

Przesłano do redakcji:26.05.2015
Przyjęto do druku:10.01.2016

DOI: 10.7862/rb.2015.194

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (4/15), październik-grudzień 2015, s. 281-293

Barbara MARKIEWICZ[1]
Leonard ZIEMIAŃSKI[2]

NUMERICAL MODAL ANALYSIS OF THE FRP COMPOSITE BEAM

The paper presents models of the beam made of a fibre-reinforced polymer (FRP) composite, which will act as a girder in simply supported footbridges. The behaviour of the composite beam can be described by various models with good results. The aim is to investigate which parameters, describing the model, significantly affect the results in the modal analysis. This research is focused on creating the most accurate numerical beam model. The material is assumed to have the averaged material constants of individual components. In the first approach the beam is treated as a prismatic beam with a continuous distribution of mass, for which the natural frequency is calculated using the closed-form solutions. Euler-Bernoulli beam theory is applied and followed by Timoshenko theory, which takes into account the influence of shear deformation and rotational inertia effects. Using FEM analysis software ADINA in following steps are included: overhangs, stiffening by ribs, load caused by concrete fillings in supports area and the cross-sectional warping phenomenon. The results for all the numerical models are presented as eigen-frequencies and corresponding mode shapes. Then they are compared with results obtained for the shell FEM model. The author's aim is to find a simple model of the beam, which could successfully replace the complicated shell or solid FEM model, which are not applicable for practical design.

Keywords: modal analysis, FEM modelling, FRP composite beam

1. Introduction

Nowadays it is difficult to imagine any structure calculations without using a computer program. The efficiency of a software allows to achieve a very accurate representation of the real structure by a numerical model. However, the more sophisticated model is, the more difficult is to recognize and locate potential errors. Therefore, one should consider only those system's properties

[1] Author for correspondence: Barbara Markiewicz, Rzeszow University of Technology, Poznanska Street 2, 35-959 Rzeszow, +48 17 865 1619, bmarkiewicz@prz.edu.pl

[2] Leonard Ziemiański, Rzeszow University of Technology, Poznanska Street 2, 35-959 Rzeszow, +48 17 865 1353, ziele@prz.edu.pl

and phenomena, that are essential for conducted analysis and exclude these, which have no significant effect on the final results.

That way, the numerical model can be easily modified and adjusted to real, physical model.

2. Description of the studied structure

2.1. Footbridges made of composites

The presented in Fig.1 beam is a tested fragment of a girder in simply supported footbridges. The beam is made of a fibre-reinforced polymer (FRP).

There are many reasons for the increased use of composite materials in bridge engineering, like high strength or low weight. However, one of the major problems of bridge structures, including footbridges, is their durability. The problem of durability is mainly related to corrosion of steel and reinforced concrete structures, FRP elements do not corrode.

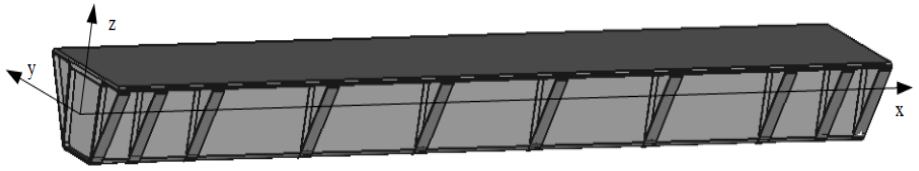


Fig. 1. The tested beam

Rys. 1. Badana belka

2.2. Description of the tested beam

The tested beam with a length of 13.5 m and span equal 12 m consists of two basic elements: a box girder and deck [1].

The top and bottom flanges consist of alternating laminates of glass and carbon FRP, and act as main load-bearing elements in the cross-section. Box beam webs are composites of two outer layers of glass FRP and filling of 15 mm of foam. Rounded corners of variable thickness are made of a glass mat and they are segments of transition between the webs and the flanges [1].

The box girder is stiffened by diaphragms and external ribs (Fig. 2). The webs of the ribs are formed similar as a box girder webs, but their flanges are laminates of glass. It is assumed that all components are connected by an epoxy adhesive [1].

The material constants of the basic layers are shown in Table.1.

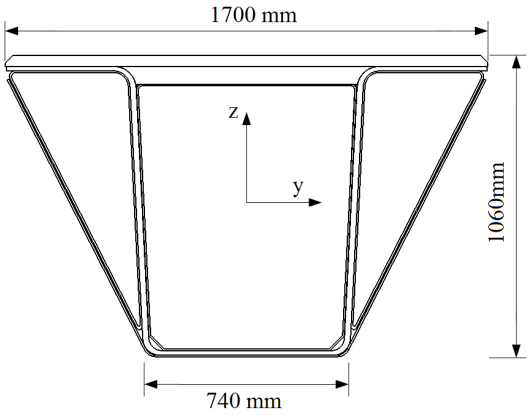


Fig. 2. Elements and dimensions of cross-section of the beam according to [1]

Rys. 2. Elementy i wymiary przekroju poprzecznego belki na podstawie [1]

Because of the different solutions of the support zones, the beam is not perfectly symmetrical. One of the support areas is designed to be filled with the C25/30 concrete and reinforced with composite rods and steel T-profiles. In the other support area are applied two additional internal diaphragms. The space between them is filled with the closed section profiles and the C25/30 concrete, but only to a height of 0.45 m measured from the bottom flange of the girder [1].

Table 1. The parameters of the composite load-bearing layers according to [1]

Tabela 1. Parametry nośnych warstw kompozytowych na podstawie [1]

Material	Young's modulus		Poisson's ratio	Shear modulus	Specific weight
	E_x	E_y	υ_{xy}	G_{xy}	ρ
	[GPa]	[GPa]	[-]	[GPa]	[kN/m^3]
Glass FRP	24,0	24,0	0,14	4,37	21,5
Carbon FRP	125,0	8,0	0,31	4,00	15,7

3. Modelling assumptions

3.1. Scheme of the modelling process

The aim is to create a set of models of a beam and investigate, which parameters describing the model significantly affect the results in the modal analysis. The next step is to analyze these results and find a simple 1-D model that can successfully replace the complicated shell FEM model.

Calculations have been performed for two variants of the material, visible on the diagram in Fig.3. Also, characteristics of the cross-section have been shown in two ways: as for homogeneous material and as for the cross section made of two different materials, so-called weighted characteristics.

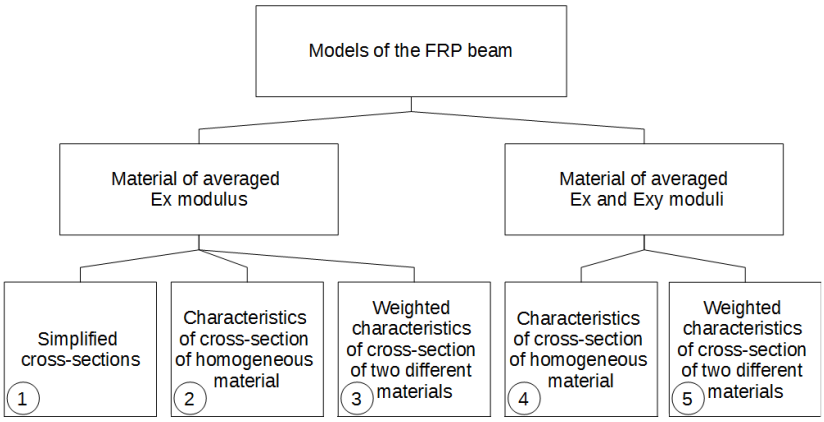


Fig. 3. Scheme of modelling process

Rys. 3. Schemat procesu modelowania

3.2. Material constants

As one of the assumptions has been adopted an isotropic material with averaged constants. In determining the material characteristics the foam has not been taken into consideration, because it acts only as a distance between the load-bearing layers.

Two parallel approaches have been considered. In the first case has been adopted an averaged module based on moduli Ex of the layers, while the second variant has been the average of moduli: Ex and Ey (called Exy).

The material constants have been averaged basing on the percentage of material in cross-sectional area. It has been calculated that layers of glass FRP accounted for 67% of the unstiffened cross-section, therefore for unstiffened segments of the beam, basing on information in Table 1., Young's modulus has been Ex = 57.3 GPa and for the second variant on the basis of average values of the moduli Ex and Ey: Exy =38 GPa. In the segments stiffened with diaphragms and ribs the glass FRP account for the 83%. To these areas have been assigned material constants Ex = 41.2 GPa and Exy =31,2 GPa.

The material is simplified and treated as isotropic, so the shear modulus has been dependent on the Young's modulus and Poisson's ratio.

Based on the material data, the calculated weight of the beam with the foam has been equal to 118 kg/m, and for segments with additional stiffening elements: 290 kg/m.

3.3. Characteristics of the cross-section

In addition to the complicated calculations of characteristics of the actual beam cross-section, in the paper have been presented examples of models with simplified cross-sections. The first model is the box section, in which the outer flanges have been omitted and distance of the walls has been averaged to form of a rectangular tube (Fig.4 a). The second cross-section has included entire length of the plate, but omits an inclination of the walls (Fig. 4 b).

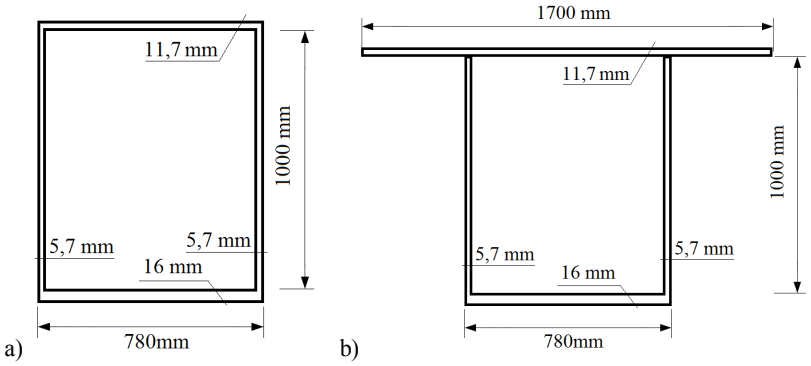


Fig. 4. Simplified cross-sections: a) box, b) c-profile closed with a plate

Rys. 4. Uproszczony przekrój poprzeczny: a) skrzynkowy, b) przekrój zamknięty z płytą

The characteristics for the actual cross-section have been also somewhat simplified and calculated as for a homogeneous material [2]. The foam has been completely omitted. The results have been presented below:

$$A = 0{,}056\,m^2, \quad I_y = 104{,}1 \cdot 10^{-4}\,m^4, \quad I_z = 123{,}1 \cdot 10^{-4}\,m^4. \tag{1}$$

and for the stiffened segments:

$$A = 0{,}114\,m^2, \quad I_y = 181{,}8 \cdot 10^{-4}\,m^4, \quad I_z = 264{,}1 \cdot 10^{-4}\,m^4. \tag{2}$$

As the second variant of the calculation have been created weighted characteristics of a cross section of two materials described by Ex modulus. The basic modulus in calculations has been Ex = 24 GPa for glass FRP material.

$$A' = 0{,}116\,m^2, \quad I_y' = 260 \cdot 10^{-4}\,m^4, \quad I_z' = 279 \cdot 10^{-4}\,m^4. \tag{3}$$

and for the stiffened segments:

$$A' = 0{,}173\,m^2, \quad I_y' = 300 \cdot 10^{-4}\,m^4, \quad I_z' = 426 \cdot 10^{-4}\,m^4. \tag{4}$$

The weighted characteristics for variant of using the averaged Exy modules have been presented below. In this case the basic module has been also for glass FRP material and Exy = 24 GPa .

$$A_s' = 0{,}081\, m^2 \quad , \quad I_{ys}' = 171 \cdot 10^{-4} m^4 \quad , \quad I_{zs}' = 187 \cdot 10^{-4} m^4 \quad . \tag{5}$$

and for the stiffened segments:

$$A_s' = 0{,}138\, m^2 \quad , \quad I_{ys}' = 214 \cdot 10^{-4} m^4 \quad , \quad I_{zs}' = 334 \cdot 10^{-4} m^4 \quad . \tag{6}$$

4. Assumed models of FRP beam

In preliminary calculations beam has been treated as a prismatic bar with continuous mass distribution. The frequencies have been calculated directly from closed-form expressions for a simply supported beam with a span of 12 m. At first the Euler's approach has been used and then the Timoshenko's approach, taking into account the influence of shear strain and rotational inertia.
Natural frequency of transverse vibrations [3]:

$$\omega_n = \left(n \frac{\pi}{L} \right)^2 \sqrt{\frac{EJ}{\mu}} \tag{7}$$

where: J – area moment of inertia of the cross-section [m^4],
L – span [m],
μ – beam mass per unit length [kg/m],
n – number of mode [-].

Natural frequency of longitudinal vibrations [3]:

$$\omega_n = \frac{2n-1}{2} \cdot \frac{\pi}{L} \sqrt{\frac{EA}{\mu}} \tag{8}$$

where: A – area of the cross-section [m^2].

Natural frequency of torsional vibrations [3]:

$$\omega_n = n \frac{\pi}{L} \sqrt{\frac{G J_s A}{J_o \mu}} \tag{9}$$

where: J_s – torsion constant of the cross-section [m^4],
J_o – polar moment of inertia [m^4].

The influence of shear deformation and rotational inertia effects [3]:

$$\omega_n = \frac{\left(n\frac{\pi}{L}\right)^2\sqrt{\frac{EJ}{\mu}}}{\sqrt{1+\left(n\frac{\pi}{L}\sqrt{\frac{J}{A}}\right)^2\left(1+\frac{E}{kG}\right)}} \tag{10}$$

where: k – the Timoshenko shear coefficient.

In the following steps, using the ADINA program, have been included: overhangs, stiffening by diaphragms and ribs (Fig. 5) and a mass of concrete filling the areas of support. Due to the closed cross-section of the beam, high density of stiffeners and concrete filling of zones of the support, the warping phenomenon has been excluded.

The masses over the supports have been calculated as 2850kg over the left one and 730kg over the right. The calculations have been performed for two cases: with the rotation around the x-axis blocked in only one or in both supports.

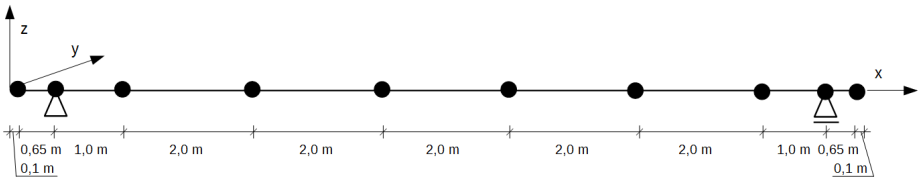


Fig. 5. Diagram with included overhangs and stiffening (black dots) of the beam

Rys. 5. Wykres pokazujący wsporniki i usztywnienia (czarne kropki) w belce

For model with included additional masses of concrete the scheme of the supporting has been no longer symmetrical. The mass over left support is bigger, so the case with the rotation around the x-axis blocked in the left support differ from the one with blocked x-rotation in the right support. In the tables, these cases have been separated by a slash like in the pattern: blocked x-rotation in the left / right support.

The results for all the models have been presented as frequencies.

5. Results of the analysis

Results for all the assumed 1-D models of the beam

Type of the element: A – the Euler-Bernoulli beam,
B – the Timoshenko beam.

Boundary conditions: 1 – the x-rotation blocked in one of the supports,
2 – the x-rotation blocked in both supports.

In Table 2 and Table 3 have been presented the results for the simplified cross-sections: box and U-section with the plate. Two variants of support have been considered. The simple supported beam made of material with Ex=57.3 GPa has been considered (1st model in scheme in Fig. 3).

Table 2. Results for box cross-section and Ex material (No. 1 in Fig.3)

Tabela 2. Wyniki dla przekroju poprzecznego skrzynkowego i materiału Ex (Nr 1 na Rys. 3)

Eigen-frequencies [Hz] and corresponding mode shapes		Simply supported beam	
		A	B
1 bending xy		12,8	12,5
1 bending xz		19,2	18,7
2 bending xy		51,4	47,2
2 bending xz		77,0	68,9
torsional	1	43,7	
	2	87,3	
longitudinal		83,4	
3 bending xy		115,6	97,2

Comparing the first frequencies of these two cases it can be seen that the inclusion of the full length of the flanges stiffens the beam on the xy direction and decreases the torsional frequencies.

In case of boundary conditions the differences are only between frequencies for torsional vibrations. The frequencies are reduced for blocked x-rotation in one of the beam ends.

Table 3. Results for 'u-section+plate' cross-section and Ex material (No. 1)

Tabela 3. Wyniki dla przekroju poprzecznego U + płyta i materiału Ex (Nr 1)

Eigen-frequencies [Hz] and corresponding mode shapes		Simply supported beam	
		A	B
1 bending xz		20,4	19,3
1 bending xy		22,7	21,8
2 bending xz		81,5	67,7
2 bending xy		90,9	78,9
torsional	1	38.1	
	2	76,2	
longitudinal		96,0	
3 bending xz		183,3	129,4

Next models has been created using the calculated geometric characteristics for defining the cross-section.

In Table 4 have been shown the results for a material with an averaged modulus Ex = 57.3 GPa (2nd model in Fig.3), as in the previous simplified cases. In relation to the U-section with plate cross-section, theoretically the only difference has been the inclination of the webs, in practice a more accurate determination of all the geometric characteristics.

The moment of inertia with respect to z-axis has been increased relative to the moment of inertia with respect to y-axis, it has resulted in a re-order of occurring mode shapes. The first frequency in this case has referred to the bending in xz-plane vibrations. For B option – the Timoshenko beam, all of the frequencies for bending vibrations have been smaller than those for the beam of Euler-Bernoulli theory. However, it does not matter in the case of results for torsional as well as longitudinal vibrations.

Table 4. Results for cross-section made of homogeneous Ex material (No. 2) ⊔

Tabela 4. Wyniki dla przekroju poprzecznego wykonanego z homogenicznego materiału Ex (Nr 2) ⊔

Eigen-frequencies [Hz] and corresponding mode shapes		Simple model		Overhangs		Stiffening		Concrete filling	
		A	B	A	B	A	B	A	B
1 bending xz		24,4	22,5	24,3	22,4	22,9	21,2	21,3	20,1
1 bending xy		26,5	25,9	26,4	25,8	25,0	24,5	23,0	22,5
1 torsional	1	35,7		33,6		32,5		25,9/12,8	
	2	71,5		71,5		71,9		77,7	
2 torsional	1	107,4		102,6		98,2		89,12/79,9	
	2	143,2		143,2		143,8		148,7	
2 bending xz		95,7	73,06	94,5	72,7	88,7	69,7	70,0	57,8
longitudinal		108,6		102,3		94,3		72,2	

In Table 4 have been listed more information about the beam. As her overhangs, which have slightly (0.01 Hz) reduced results for the first frequency. Stiffeners have been included as a change of stiffness and geometric characteristics of cross-sections on the segments corresponding to the occurrence of diaphragm and ribs. Their weights have been added. The results for this model have been smaller. At the ends of the beam have been added the masses of the concrete fillings, what has caused further reduction the frequency of vibration from the initial 24.4 Hz to 20.1 Hz. Because the masses of concrete on supports have been different, the beam has gained yet another variant of support for a possible x-rotation from the left or right. When the x-rotation on the support with concrete of bigger mass has been free, obtained frequencies have been lower. In this case the first frequency of 12.8 Hz has referred to torsional vibration. It can be concluded that the free rotation in case of the heavier weight of the concrete caused the extension of the period of the torsional vibration.

A similar table has been created for material with modulus Exy = 38GPa (3rd model in Fig.3). The package of similar dependency results as in previous case has been obtained and presented in Table 5. These results have respectively depended on a lower Young's modulus. The lowest frequency have been obtained as before, for torsional vibration frequency of last type of model, and has been equal 10.4 Hz, so 2.4 Hz less than previously.

Table 5. Results for cross-section made of homogeneous Exy material (No. 4)

Tabela 5. Wyniki dla przekroju poprzecznego wykonanego z homogenicznego materiału Exy (Nr 4)

Eigen-frequencies [Hz] and corresponding mode shapes		Simple model		Overhangs		Stiffening		Concrete filling	
		A	B	A	B	A	B	A	B
1 bending xz		19,9	18,3	19,8	18,3	18,7	17,4	17,4	16,5
1 bending xy		21,6	21,1	21,5	21,0	20,5	20,0	18,8	18,4
1 torsional	1	29,1		27,4		26,5		21,0/10,4	
	2	58,2		58,2		58,5		63,3	
2 torsional	1	87,4		82,2		79,8		72,6/65,1	
	2	116,5		116,6		117,2		126,4	
2 bending xz		77,9	59,5	77,0	59,2	72,6	57,0	57,1	47,3
longitudinal		88,5		83,3		77,2		59,1	

In Table 6 and Table 7 have been presented the results in similar relations using weighted characteristics of the cross-section. In both cases the basic module used in calculations has been 24 GPa for glass FRP material.

Table 6. Results for the weighted characteristics of cross-section and Ex material (No. 3)

Tabela 6. Wyniki dla ważonej charakterystyki przekroju poprzecznego i materiału Ex (Nr 3)

Eigen-frequencies [Hz] and corresponding mode shapes		Simple model		Overhangs		Stiffening		Concrete filling	
		A	B	A	B	A	B	A	B
1 bending xz		17,3	14,4	17,2	14,4	16,7	14,1	15,8	13,8
1 bending xy		17,9	17,5	17,9	17,5	17,45	17,1	16,3	16,0
1 torsional	1	12,3		11,6		11,5		10,7/5,3	
	2	24,6		24,7		25,0		26,2	
2 torsional	1	37,0		34,8		34,7		33,0/27,8	
	2	49,3		49,3		50,1		50,9	
2 bending xz		67,7	40,5		40,4	64,6	40,4	52,8	36,8
longitudinal		70,3		66,2		63,7		57,4	

For a material with a modulus considering only Ex (Table 4 and Table 6) have been obtained lower frequencies in case of model with weighted characteristics. However, this ratio is different for the case without and with stiffeners, where proportions of the percentage of particular materials in the total area have been changed. In the case of stiffened cross-section these proportion are smaller, because stiffeners have been made of glass FRP of smaller modulus Ex = Ey = 24GPa, so their percentage is higher.

Also in case of material of the averaged Exy (Table 5 and Table 7) have been obtained lower frequencies for model with weighted characteristics.

However, weight for characteristics of the carbon FRP material has been smaller, because the ratio of the glass FRP module 24GPa to the averaged carbon FRP module 66.5 GPa has been smaller (comparing to 125 GPa in previous model).

The results in the entire table are lower than those in Table 5.

The final results taking into account the weight of the concrete in Table 6 and Table 7 are comparable.

Table 7. Results for the weighted characteristics of cross-section and Exy material (No. 5)

Tabela 7. Wyniki dla ważonej charakterystyki przekroju poprzecznego i materiału Exy (Nr 5)

Eigen-frequencies [Hz] and corresponding mode shapes		Simple model		Overhangs		Stiffening		Concrete filling	
		A	B	A	B	A	B	A	B
1 bending xz		16,8	16,3	16,7	16,2	16,1	14,3	15,1	13,8
1 bending xy		17,6	17,0	17,5	16,9	17,0	16,6	15,8	15,5
1 torsional	1	15,1		14,2		14,0		12,8/6,12	
	2	30,2		30,2		30,4		41,3	
2 torsional	1	45,4		42,7		41,9		39,6/33,6	
	2	60,5		60,5		60,8		82,0	
2 bending xz		65,8	58,1	64,9	57,7	62,2	43,8	56,1	38,6
longitudinal		70,32		66,2		63,0		56,3	

Comparison of obtained eigen-frequencies with the results for shell model [1]

Table 8. Eigen-frequencies and mode shapes for the shell model according to [1]

Tabela 8. Częstości drgań własnych i postacie drgań dla modelu powłokowego według [1]

Mode shapes	Frequencies[Hz]	Frequencies from Table 5 [Hz]	Difference [%]
1 bending xz	16,3	16,5	1,2
1 bending xy	17,8	18,4	3,4
1 torsional	26,8	21,0	22
2 torsional	30,2	72,6	140
2 bending xz	36,5	47,3	29,5

Some analogy can be found by comparing results obtained for different 1-D models of the beam with the shell model. The closest frequencies to the values shown in Table 8 are those obtained in Table 5 for included stiffeners, the weight of the concrete on the supports and blocked the rotation around the x-axis on the left support. Comparison of the results have been presented below.

The first two frequencies are similar, in the following there are visible differences.

6. Conclusions

In the paper has been described a set of simple dynamic models of the beam. Parameters that may affect the frequency have been considered. Thus database has been created, which consisted of obtained frequencies.

The results have been analyzed to find these the most corresponding with frequencies of the shell model presented in [1].

The closest model has proved to be a model No. 3 (Fig. 3). The differences for the first two frequencies are smaller than 4%, but the following frequency values differs by 22% (Table 8).

Some limitations can be seen, caused by such a formulation of the model. However, undeniable advantages are easier and more convenient analysis. With a simple model it is easy to explore, how it changes depending on the assumptions used. What is more, it is possible to adjust it to the actual beam and, if necessary, to create a basis to build the more complex model.

Bibliography

[1] Poneta, P., Kulpa, M., Siwowski T., Material and performance research on the FRP composite bridge girder, Academic Journals and Conferences of Lwow Polytechnic National University, 38, pp. 235-242.
[2] Piechnik S.: Strength of materials in Civil Engineering, Warsaw-Cracow 1978 (in Polish).
[3] Lewandowski R. Dynamics of civil engineering structures. Poznan University of Technology Publishing House, Poznan 2006 (in Polish)

NUMERYCZNE ANALIZY MODALNE BELKI Z KOMPOZYTU FRP

S t r e s z c z e n i e

Tematem pracy jest budowa modeli dynamicznych belki kompozytowej, pełniącej rolę dźwigara w swobodnie podpartych kładkach dla pieszych.

Celem jest zbadanie, które parametry opisujące model istotnie wpływają na zmianę wyników w przeprowadzanej analizie modalnej oraz znalezienie prostego modelu prętowego, który mógłby zastąpić skomplikowany powłokowy model MES.

Modelowanie rozpoczęto od prostej belki wolnopodpartej traktowanej jako pręt pryzmatyczny z ciągłym rozkładem masy, dla którego częstotliwości obliczono wprost

ze wzorów zamkniętych. Zastosowano podejście Eulera, a następnie uwzględniono wpływy odkształceń postaciowych i bezwładności obrotowej. W kolejnych krokach posługując się programem ADINA uwzględniano kolejne cechy i koncepcje dotyczące belki.

Wyniki dla poszczególnych modeli zestawiono w postaci częstotliwości i porównano z tymi otrzymanymi dla powłokowego modelu MES.

Słowa kluczowe: analiza modalna, modelowanie MES, belka kompozytowa

Przesłano do redakcji:26.05.2015
Przyjęto do druku:10.01.2016

DOI: 10.7862/rb.2015.195

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (4/15), październik-grudzień 2015, s. 295-307

Mariusz MAŚLAK[1]
Ryszard SKIBA[2]

WYBRANE REALIZACJE BUDYNKÓW Z KONSTRUKCJĄ NOŚNĄ WYKONANĄ Z ZASTOSOWANIEM STALI FRS ODPORNYCH NA TEMPERATURĘ POŻAROWĄ

W pracy pokazano przykłady zastosowania konstrukcyjnych stali FRS, odpornych na temperaturę pożarową, w ustrojach nośnych byłych lub nadal użytkowanych obiektów budowlanych. Stale tego typu ze względu na swoje właściwości nie muszą być specjalnie chronione na wypadek ich potencjalnej ekspozycji ogniowej w pożarze rozwiniętym. Stanowią zatem interesującą alternatywę w stosunku do tradycyjnych stali konstrukcyjnych, wymagających dodatkowej, kosztownej, izolacji przeciwogniowej. Praktyczne wykorzystanie prezentowanych stali ogranicza się jak dotąd do Japonii, co wynika ze specyfiki obowiązującego w tym kraju prawa budowlanego, niemniej jednak pewne kroki w tym kierunku podjęto w ostatnim czasie również w krajach Unii Europejskiej. Głównymi obszarami stosowania stali FRS są do tej pory: budynki wysokie, w tym zewnętrzne nośne części ich elewacji, obiekty sportowe, otwarte garaże wielokondygnacyjne, a także sale widowiskowe z atriami.

Słowa kluczowe: stale FRS, pożar, temperatura, odporność ogniowa, spawalność, wytrzymałość.

1. Wprowadzenie

Jedną z podstawowych wad klasycznych stali konstrukcyjnych, powszechnie stosowanych w ustrojach nośnych różnego typu obiektów budowlanych, jest ich stosunkowo mała odporność na temperaturę pożarową. Z tego względu wymaga się aby w praktycznych zastosowaniach elementy konstrukcyjne wykonane z tych stali były chronione przed potencjalną bezpośrednią ekspozycją ogniową. Zabezpiecza się je zatem na wypadek zaistnienia pożaru, na ogół przez

[1] Autor do korespondencji: Mariusz Maślak, Politechnika Krakowska, ul. Warszawska 24, 31-155 Kraków, tel.: +48126415673, e-mail: mmaslak@pk.edu.pl
[2] Ryszard Skiba, Politechnika Krakowska, ul. Warszawska 24, 31-155 Kraków, tel.: +48126282306, e-mail: rskiba@pk.edu.pl

naniesienie specjalnych pęczniejących powłok malarskich, natrysk warstwy tynku ogniochronnego na zamocowaną na elemencie stalowym siatkę drucianą lub cięto - ciągnioną albo obłożenie okładzinami wykonanymi z materiałów izolacyjnych. Parametry takiej izolacji dobiera się tak aby realna odporność chronionego przez nią elementu stalowego była co najmniej równa odporności wymaganej przez prawo (lub wyższa od niej), przy założeniu, że miarodajnym przebiegiem pożaru będzie przebieg specyfikowany dla laboratoryjnego badania ogniowego, nie zaś dla pożaru faktycznie prognozowanego w rozpatrywanej strefie pożarowej. Niezależnie jednak od wyboru zastosowanej technologii prac związanych z wykonaniem odpowiedniej ochrony przed ogniem trzeba liczyć się ze znacznymi kosztami oraz dużą materiałochłonnością i czasochłonnością robót. Koszty te zresztą w ostatnim czasie znacząco wzrosły, co jest wynikiem zaostrzenia wymogów bezpieczeństwa. Z tego względu od lat poszukuje się alternatywnych podejść pozwalających na uzyskanie porównywalnej odporności ogniowej elementu stalowego bez stosowania klasycznych izolacji przeciwogniowych. Pewne nadzieje wiąże się na tym polu z wypełnianiem przestrzeni pomiędzy półkami nośnego kształtownika stalowego betonem zbrojonym o dużej pojemności cieplnej. Półki te, co prawda, w razie pożaru podlegają bezpośredniej ekspozycji ogniowej, nie są bowiem w żaden sposób izolowane, jednak ich temperatura narasta znacznie wolniej bowiem energia cieplna dostarczana do układu jest w dominującej części akumulowana przez wprowadzony beton. Rozwiązanie takie, jakkolwiek powszechnie stosowane, ma jednak dość ograniczone zastosowanie z powodu znaczącej różnicy w odkształcalności rozgrzanej stali i współpracującego z nią betonu. Celem niniejszej pracy jest prezentacja możliwości wykorzystania na tym polu rozwiązania alternatywnego, opartego na koncepcji projektowania elementów nośnych potencjalnie eksponowanych ogniowo ze stali o podwyższonej odporności na temperaturę pożarową, czyli tak zwanych stali FRS.

2. Idea projektowania stali FRS

Do grupy stali FRS (*fire resistant steels*) zalicza się stale konstrukcyjne, które w pożarze rozwiniętym odpowiednio długo zachowują wymagany poziom granicy plastyczności $f_{y,\Theta}$, redukowanej w temperaturze Θ, tak że zachodzi $f_{y,\Theta} = k_{y,\Theta} f_y$, gdzie f_y jest wartością nominalną tej granicy odniesioną do temperatury pokojowej. Drugą niezbędną cechą jest gwarancja aby spawalność tych stali identyfikowana w odniesieniu do warunków ich ekspozycji na temperaturę pożarową była wystarczająco dobra, to znaczy co najmniej porównywalna z tą która cechowała je przed rozgorzeniem pożaru. Zgodnie z definicją opracowaną przez Japan Institute of Metals [1] stopień redukcji granicy plastyczności tego typu stali nie może w temperaturze $600\ ^{o}\mathrm{C}$ być większy niż dwie trzecie licząc w stosunku do granicy plastyczności tej samej stali specyfi-

kowanej dla temperatury pokojowej, co oznacza nałożenie formalnego ograniczenia $k_{y,600} = \left(f_{y,600} / f_y\right) \geq 0{,}667$. Trzeba podkreślić, że jest ono znacznie bardziej konserwatywne niż analogiczne ograniczenie zawarte w przepisach amerykańskich [2], które można sprowadzić do postaci $k_{y,600} \geq 0{,}500$. Zauważmy przy tym, że zgodnie danymi zawartymi w normie PN-EN 1993-1-2 [3] konwencjonalne niestopowe stale konstrukcyjne charakteryzuje redukcja na poziomie $k_{y,600} = 0{,}470$. Uzyskanie stali odpornych na działanie wysokiej temperatury samo w sobie nie jest specjalnie trudne a technologia ich wytwarzania już stosunkowo dobrze opanowana. Wystarczy przywołać tu klasyczne stale cechujące się żarowytrzymałością (cechy tej nie należy mylić z żaroodpornością [4]). Nie są to jednak stale konstrukcyjne, trudno zatem stosować je w ustrojach nośnych obiektów budowlanych. Powszechnie wiadomo, że jedyną drogą prowadzącą do wytworzenia stali o pożądanej odporności na działanie temperatury pożarowej i spełniającej równocześnie konwencjonalne wymagania konstrukcyjne jest odpowiednia modyfikacja typowych stali stosowanych w tym samym celu w temperaturze pokojowej. Na ogół dąży się do tego aby poprzez odpowiednią obróbkę stali w miejsce klasycznej struktury ferrytyczno – perlitycznej uzyskać strukturę mieszaną bainityczno – ferrytyczną [5]. Poza tym poprzez odpowiedni dobór domieszek, zwłaszcza molibdenu i wanadu, koryguje się skład chemiczny modyfikowanej stali co prowadzi do blokowania rozwoju i przemieszczania się dyslokacji w jej sieci krystalicznej a w efekcie do zintensyfikowania mechanizmów strukturalnych skutkujących jej umocnieniem. Dokładniejsze omówienie tych zagadnień wymaga osobnego, obszernego opracowania. Poświęcono im między innymi pracę [6] a także szczegółowy referat [7] przygotowany przez autorów niniejszego artykułu.

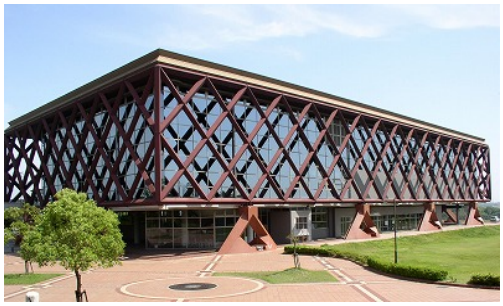
Pierwsze badania poświęcone wypracowaniu miarodajnego algorytmu projektowania struktury i składu chemicznego stali konstrukcyjnych odpornych na temperaturę pożarową, zwanych dziś stalami FRS, były prowadzone we francuskiej firmie Creusot-Loire już we wczesnych latach siedemdziesiątych ubiegłego wieku. Nie dały one jednak satysfakcjonujących wyników ze względu na brak zrozumienia efektów termomechanicznych identyfikowanych podczas eksperymentów. Badania te były następnie kontynuowane przez australijską spółkę BHP (*Broken Hill Proprietary*) ale koncentrowały się raczej wokół stali czysto ferrytycznych. Obiecujące i praktycznie ważne rezultaty uzyskano na tym polu dopiero w latach dziewięćdziesiątych dwudziestego wieku. Był to już czas kiedy powyższe badania zostały zdominowane przez duże przedsiębiorstwa japońskie, w szczególności przez Nippon Steel ale później także przez Kawasaki Steel i Sumitomo Metals. Procedury projektowania stali FRS kolejno proponowane przez Japończyków były i nadal są weryfikowane dzięki eksperymentom prowadzonym w wielu ośrodkach naukowych, w szczególności w Queen's University w Belfaście w Irlandii Północnej. Wydaje się, że obecny stan wiedzy pozwala już na tyle precyzyjnie dobrać skład chemiczny

oraz parametry procesu wytwarzania aby w efekcie ich zastosowania otrzymać stal konstrukcyjną o pożądanej odporności ogniowej. Nadal jednak będzie ona na tyle droga, że jej niewątpliwe zalety nie zrekompensują kosztów jej wytworzenia, zwłaszcza jeśli odnieść te koszty do kosztów tradycyjnego zabezpieczenia niezbędnego do wykonania w przypadku zastosowania konwencjonalnych stali konstrukcyjnych. Trzeba przy tym podkreślić fakt, że uzyskane rezultaty naukowe poskutkowały wprowadzeniem do obowiązującego w Japonii prawa budowlanego przepisu pozwalającego na wykorzystanie stali FRS bez towarzyszącego jej zabezpieczenia przeciwpożarowego do ustrojów nośnych obiektów budowlanych. Przepis ten jest jednak warunkowany otrzymaniem indywidualnie dla każdego projektowanego obiektu tak zwanego odstępstwa zatwierdzonego przez tamtejszego Ministra Budownictwa [1]. Pozwolenie to wystawiono jak dotąd jedynie dla budynków z małą ilością materiałów palnych (to znaczy o małej gęstości obciążenia ogniowego wydzielonych w nich stref pożarowych), jeżeli można było zagwarantować, że temperatura stalowych elementów nośnych wykonanych ze stali FRS nie przekroczy podczas pożaru wartości 600°C.

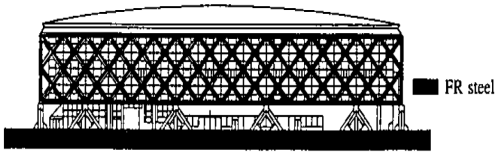
3. Hala sportowa „Gymnasium" w Tokoname

Pierwszy z prezentowanych przykładów dotyczy ustroju nośnego hali sportowej „Gymnasium" wybudowanej w Tokoname w prefekturze Aichi w środkowej Japonii (stolicą tej prefektury jest miasto Nagoja). Budynek jest obiektem czterokondygnacyjnym z dachem o wymiarach $100{,}7 \times 50{,}4$ m (rys. 1a). Przestrzenna kratowa konstrukcja dachu opiera się na czterech płaskich kratownicach o wysokości $13{,}38$ m. Jak łatwo zauważyć na rys. 1c kratownice te, rozstawione obwodowo, wyprowadzono na odległość $2{,}10$ m przed obrys elewacji obiektu. Tego typu zabieg pozwolił na wykorzystanie do ich wytworzenia stali FRS (rys. 1b). Z rozważanego scenariusza pożaru, który rozgorzał wewnątrz budynku, wynikało bowiem, że temperatura płomienia ogarniającego taki wystawiony na zewnątrz kratowy dźwigar nośny będzie zbyt niska aby rozgrzać ten dźwigar do temperatury wyższej niż $600\ ^{o}$C. Jest to konsekwencją zmiany dynamiki pożaru po jego wydostaniu się na zewnątrz rozpatrywanego pomieszczenia (ściślej – na zewnątrz wydzielonej w budynku strefy pożarowej). Tempo nagrzewania się konstrukcji stalowej, w żaden sposób nie chronionej przed bezpośrednią ekspozycją ogniową, jest w takim przypadku wyraźnie wolniejsze. Rozwój pożaru w bliskim otoczeniu wiązara odpowiada bowiem modelowi tak zwanego pożaru zewnętrznego (*external fire*), nie zaś pożarowi parametrycznemu (*parametric fire*) o znacząco większej intensywności, typowemu dla stref pożarowych o ograniczonych możliwościach ich wentylacji [8]. Na rys. 1c pokazano, że modelowany płomień ogarniający wiązar wykonany ze stali FRS, o wysokości $8{,}30$ m i głębokości oddziaływania $5{,}53$ m, spowodował rozgrzanie prętów kratownicy jedynie do poziomu $531{,}4\ ^{o}$C. Dodatkowa weryfikacja

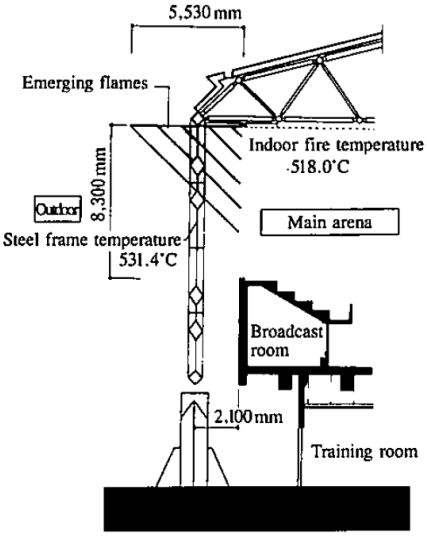
przemieszczeń rozpatrywanych wiązarów, przeprowadzona dla sytuacji pożarowej, wykazała że w tak oszacowanej temperaturze nie będą one na tyle duże aby generować zagrożenie wystąpienia jakiejkolwiek formy niestateczności (lokalnej lub globalnej).



a)



b)



c)

Rys. 1. Hala sportowa „Gymnasium" w Tokoname: a) widok ogólny [10], b) kratowe dźwigary nośne wykonane ze stali FRS (na podstawie [1]), c) przekrój poprzeczny z naniesionymi wynikami symulacji rozwoju pożaru (na podstawie [1]).

Fig. 1. The sports hall "Gymnasium" in Tokoname: a) a general view [10], b) the load-bearing lattice girders made of the FRS-type structural steel (according to [1]), c) a hall cross-section on which the results of a fire simulation are shown in detail (according to [1]).

4. Budynek urzędu pocztowego „Tobata Tobihata" w Kitakyushu

Analogiczna idea wykorzystania stali FRS w wysuniętym przed obrys elewacji stalowym ramowym ustroju nośnym przyświecała projektantom budynku urzędu pocztowego w Kitakyushu w prefekturze Fukuoka (rys. 2). Obiekt ten nosi lokalną nazwę „Tobata Tobihata". W tym przypadku z analizy najbardziej niekorzystnego dla konstrukcji scenariusza modelowanego pożaru wynikało, że płomienie wydostające się przez rozbite okna na zewnątrz strefy pożarowej i obejmujące zlokalizowane poza ścianami zewnętrznymi nie chronione przed ogniem stalowe słupy, a także rygle ramy nośnej w bezpośrednim sąsiedztwie węzłów, rozgrzeją je podczas potencjalnego pożaru jedynie do wartości $543\ ^{o}C$. Oznacza to, że graniczny dopuszczalny poziom $600\ ^{o}C$ w elementach tej konstrukcji nie zostanie osiągnięty.



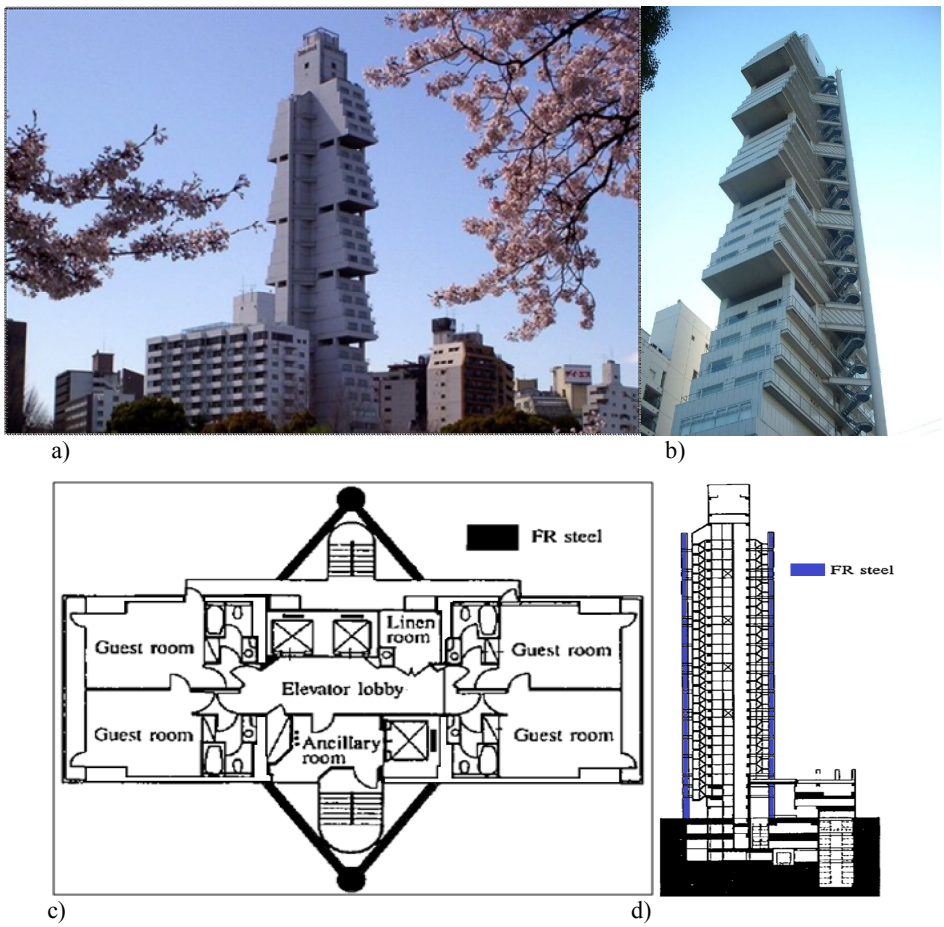
Rys. 2. Budynek urzędu pocztowego „Tobata Tobihata" w Kitakyushu z ramową konstrukcją nośną wykonaną ze stali FRS i wysuniętą poza obrys elewacji obiektu (opis budynku zamieszczono w [9], zdjęcie ze strony internetowej [11]).

Fig. 2. The post office building "Tobata Tobihata" in Kitakyushu with the frame load-bearing structure made of the FRS-type structural steel and localized beyond the outline of the facade of the building (the building description is given in [9], the presented photo is taken from the web-page [11]).

5. Budynek byłego hotelu „Sofitel" w Tokio

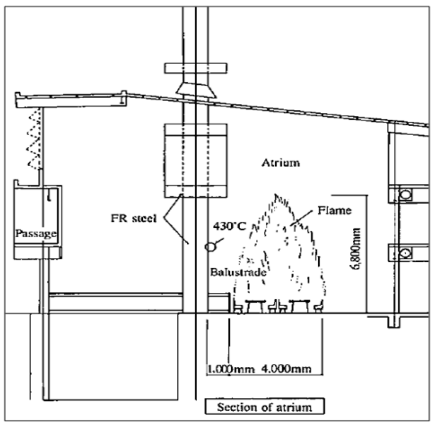
Kolejnym obiektem, niejako „sztandarowym" dla konstrukcji z ustrojem nośnym wykonanym ze stali FRS, był budynek hotelu „Sofitel" zlokalizowany w Tokio, na obrzeżach parku Ueno. Hotel ten pierwotnie nosił nazwę „Hokke Club Ikenohata Hotel" i pod tą nazwą opisywany jest w literaturze [1]. Prezentowany budynek rozebrano w 2006 roku po jedynie 12-letnim okresie użytkowania. Przyczyną takiej decyzji była nieopłacalność jego utrzymywania w charakterze jedynego w swoim rodzaju hotelu należącego do uznanej sieci o światowym zasięgu. Architektura tego obiektu była bowiem bardzo nietypowa (rys. 3a). W zamierzeniu projektanta miała ona odtwarzać „drzewo życia" – symbol powszechnie stosowany w japońskich świątyniach shintoistycznych. Budynek był stosunkowo wysoki (110 m), niemniej jego bryła została rozbita na pięć jednakowych czterokondygnacyjnych segmentów. Szerokość tych segmentów wynosiła jedynie 8 m, co dawało niepowtarzalny ale i bardzo nieekonomiczny w użytkowaniu rozkład pomieszczeń na poszczególnych kondygnacjach (rys. 3c). Ze względu na bardzo małą szerokość obiektu ramową konstrukcję nośną wyprowadzono na zewnątrz obrysu elewacji (rys. 3b), co umożliwiło wykonanie jej ze stali FRS. Konstrukcja wsporcza niejako zagłębiała się wewnątrz budynku w jego dolnych kondygnacjach, gdzie zlokalizowano atrium, w którym znajdowały się liczne kawiarnie (rys. 3d). Z obliczeń przeprowadzonych dla sytuacji pożarowej wynikało, że elementy konstrukcji nośnej wykonane ze stali FRS rozgrzeją się w potencjalnym

pożarze jedynie do temperatury $430\ ^{o}\mathrm{C}$, a więc nie osiągną granicznej wartości $600\ ^{o}\mathrm{C}$. Za miarodajny do analizy przyjęto pożar, który rozgorzał w opisanym powyżej atrium, a modelowany płomień o rozmiarach $4{,}0\ \mathrm{m} \times 6{,}8\ \mathrm{m}$ ogarnął słup konstrukcji nośnej (rys. 4).



Rys. 3. Budynek byłego hotelu „Sofitel" w Tokio: a) widok ogólny [12], b) widok fragmentu konstrukcji nośnej wykonanej ze stali FRS [13], c) rzut poziomy typowej kondygnacji (na podstawie [1]), d) przekrój pionowy przez budynek z atrium zlokalizowanych w jego dolnych kondygnacjach (na podstawie [1]).

Fig. 3. The building of the former „Sofitel" hotel in Tokyo: a) a general view [12], b) a partial view of the building load-bearing structure made of the FRS-type structural steel [13], c) a horizontal projection of a typical hotel story (according to [1]), d) a vertical section through the building with an atrium located in the lower floors (according to [1]).



Rys. 4. Pożar w atrium jako reprezentatywny scenariusz pożarowy dla byłego budynku hotelu „Sofitel" w Tokio (na podstawie [1]).

Fig. 4. The fire in the atrium as a fire scenario representative for the former "Sofitel" hotel building in Tokyo (according to [1]).

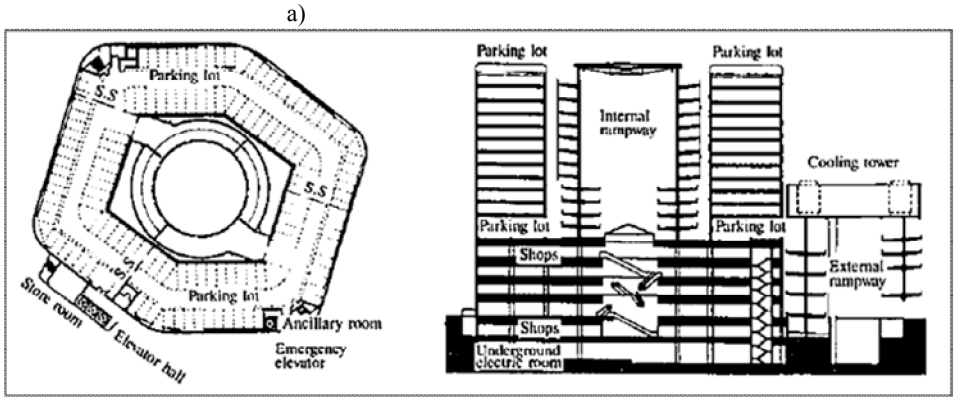
6. Wielokondygnacyjny parking ponad budynkiem supermarketu „Junnu Aurora Mall" w Chiba

Następny prezentowany budynek z konstrukcją nośną wykonaną ze stali FRS to wielokondygnacyjny otwarty parking samochodowy wybudowany ponad supermarketem „Junnu Aurora Mall" w Chiba. W literaturze obiekt ten opisywany jest pod starą nazwą „Sen City Park Plaza Building" [1], związaną z dawnym właścicielem – siecią handlową „Sogo" (rys. 5a). Galeria handlowa ze sklepami zajmuje tam dolne poziomy, do czwartego piętra włącznie. Wyższe poziomy użytkowane są w charakterze parkingu. Dostęp do niego umożliwia zewnętrzna rampa zlokalizowana we wschodniej części budynku. Kolejne rampy, pozwalające na poruszanie się samochodami pomiędzy poszczególnymi poziomami parkingu, rozmieszczono wewnątrz (rys. 5b). Cały obiekt zaprojektowano na bazie sześciokąta o boku o długości 39,5 m. Konstrukcję nośną budynku stanowią stalowe ramy poprzeczne prostopadłe do zewnętrznej elewacji i stężone w kierunku podłużnym (po obwodzie sześciokąta) kratownicami typu „K". Miarodajnym scenariuszem pożarowym analizowanym przez projektantów był tu pożar pojedynczego samochodu ustawionego w bezpośrednim sąsiedztwie stalowego słupa newralgicznego ze względu na stateczność całego ustroju nośnego. Specyfiką pożarów, które mają miejsce w otwartych, wielokondygnacyjnych parkingach samochodowych jest to, że nie osiągają punktu rozgorzenia, ze względu na nieograniczony dostęp powietrza z zewnątrz do strefy pożarowej. Oznacza to w praktyce, że mają one zawsze charakter lokalny, co skutkuje tym, że temperatura elementów nośnych narażonych na bezpośrednią (bez dodatkowej izolacji) ekspozycję ogniową w potencjalnym pożarze narasta stosunkowo

powoli. W opisywanym przypadku wykazano, że nie osiągnie ona granicznej wartości 600 ^{O}C. Z tego względu rygle i słupy składające się na ustrój nośny parkingu wykonano ze stali FRS. Analogiczne rozwiązania parkingu zastosowano również w innym supermarkecie sieci „Sogo", wybudowanym w Jokohamie (rys. 6a i 6b). Jedyną różnicą było to, że parkingi umieszczono tam na dolnych kondygnacjach budynku.



a)



b)

Rys. 5. Budynek galerii handlowej sieci „Sogo" (obecnie „Junnu Aurora Mall") w Chiba z wielokondygnacyjnym parkingiem samochodowym na górnych kondygnacjach: a) widok ogólny [14], b) rzut poziomy (na podstawie [1]).

Fig. 5. The building of the „Sogo" shopping mall (now "Junnu Aurora Mall") in Chiba with a multi-story open car park on the upper floors: a) a general view[14], b) a horizontal projection (according to [1]).



a) b)

Rys. 6. Budynek galerii handlowej sieci „Sogo" w Jokohama z parkingiem na dolnych kondygnacjach: a) widok ogólny, b) widok od strony jeziora.

Fig. 6. The building of the „Sogo" shopping mall in Yokohama with an open car park on the lower floors: a) a general view, b) a view from the lake.

7. Budynek centrum handlowego „MEGA Don Quijote" w Misato

Ostatnim z budynków omawianych w niniejszym artykule jest galeria handlowa sieci „MEGA Don Quijote" wybudowana w mieście Misato w prefekturze Saitama. Pierwotnie było to centrum handlowe „La Park" należące do sieci „Nagasakiya" i pod tą nazwą zostało opisane w literaturze [1]. Na rys. 7a pokazano obecny wygląd elewacji budynku natomiast na rys. 7b jego przekrój poprzeczny. Charakterystyczne dla tego budynku jest centralne atrium ukształtowane w jednej z osi obiektu. Nad tym atrium zaprojektowano przeszklony dach rozpięty na powierzchni ćwierćcylindra (rys. 7b). Konstrukcję wsporczą tej części dachu wykonano ze stali FRS. Po obu stronach atrium zaprojektowano trzy kondygnacje użytkowe. Z jednej strony na wszystkich tych kondygnacjach mieściły się sklepy, z drugiej natomiast (lewej na rys. 7b) sklepy zlokalizowano jedynie na dwóch dolnych kondygnacjach, na trzeciej zaś, a także na jej dachu, zaprojektowano parking samochodowy. Parking ten był oddzielony od atrium ścianą stanowiącą efektywne oddzielenie przeciwpożarowe (*fire wall*). Do szczegółowej analizy wytypowano w tym przypadku pożar, który rozgorzał na drugiej kondygnacji sklepowej, bezpośrednio pod kondygnacją z parkingiem. Taki modelowany pożar bez przeszkód przedostał się do atrium ale z uwagi na jego dużą kubaturę nie mógł rozprzestrzenić się równomiernie i zająć całej potencjalnie dostępnej tam objętości. Pozostał zatem pożarem o charakterze lokalnym, z płomieniem wydostającym się ze strefy rozgorzenia pożaru do wewnątrz atrium, o wymiarach i temperaturze pokazanych na rys. 7b. Po uwzględnieniu obciążenia ogniowego zgromadzonego w rozpatrywanej strefie pożarowej okazało się, że płomień ten nie był na tyle intensywny, a energia

rozpraszana w pożarze na tyle duża, aby elementy nośne konstrukcji dachu podlegały bezpośredniej ekspozycji ogniowej. W przyjętym modelu znajdowały się one jednak długotrwale w otoczeniu gorących gazów spalinowych, co spowodowało ich nagrzanie. Maksymalną temperaturę tych elementów wyliczono na $316\ ^{o}C$. Nie osiągała ona zatem granicznej wartości $600\ ^{o}C$ formalnie dopuszczanej w przepisach japońskich dla stali FRS.



a) b)

Rys. 7. Budynek galerii handlowej sieci „MEGA Don Quijote" w Misato: a) widok ogólny [17], b) przekrój poprzeczny z atrium pokazanym po prawej stronie rysunku (na podstawie [1]).

Fig. 7. The building of the „MEGA Don Quijote" shopping mall in Misato: a) a general view [17], b) the building cross-section with an atrium shown on the right side of this figure (according to [1]).

8. Uwagi końcowe

Przykłady zaprezentowane w niniejszej pracy pokazują, że stale FRS mogą być efektywnie stosowane na konstrukcje nośne różnego typu obiektów budowlanych. Wystarczy tylko odpowiednio zaprojektować ramy wysuwając je przed obrys elewacji albo po prostu wykazać, że przy nagromadzonym w miarodajnej strefie pożarowej obciążeniu ogniowym potencjalny pożar nie będzie na tyle intensywny aby spowodował rozgrzanie elementów do temperatury wyższej niż $600\ ^{o}C$. Wszystkie omawiane budynki zrealizowano w Japonii. Było to naturalną konsekwencją zdominowania rynku badań naukowych nad tego typu stalami przez firmy pochodzące z tego kraju. Sprzyjały temu i stymulowały prace badawcze odpowiednie przepisy lokalnego prawa budowlanego. Trzeba jednak odnotować, że po krótkotrwałej euforii obserwowanej na tym polu na przełomie wieków realizacje nowych budynków z elementami ustroju nośnego wykonanymi ze stali FRS nie są w ostatnim czasie raportowane w literaturze naukowej,

także w Japonii. Jest to niewątpliwy skutek ogólnoświatowego kryzysu ekonomicznego, trudno jednak nie dostrzegać faktu, że wysokospecjalistyczna produkcja specjalnie projektowanych stali FRS jest nadal bardzo droga i mało konkurencyjna w stosunku do zastosowania tradycyjnych stali wraz z towarzyszącym im odpowiednim zabezpieczeniom na wypadek potencjalnej ekspozycji ogniowej. Zauważa się przy tym pewną intensyfikację prac badawczych nakierowanych raczej na lepsze zrozumienie termicznie generowanych zmian w sieci krystalicznej tego typu stali, a nawet na udoskonalenie procesu hutniczego prowadzącego do ich wytworzenia. Potrzebę poprawy odporności ogniowej stosowanych w budownictwie stali konstrukcyjnych coraz wyraźniej dostrzega się również w krajach Unii Europejskiej. Tutaj jednak wydaje się dominować nieco inne podejście związane z poszukiwaniem wydajniejszych i efektywniejszych powłok i okładzin izolacyjnych. Przykładem takiego postępowania niech będzie międzynarodowy program badawczy „*Making steel more fire-resistant*" (tak zwany program *STEELPROST*) rozwijany przez 7 krajów unijnych pod przewodnictwem Belgii w latach 2010-2012.

Literatura

[1] Fushimi, M., Chikaraishi, H., Keira, K.: Development of fire-resistant steel frame building structures, Nippon Steel Technical Report, No. 66, July 1995, s. 29-36.
[2] E119 - Standard test methods for fire tests of building construction and materials, American Society of Testing Materials (ASTM), Philadelphia, PA, USA, 1996.
[3] PN-EN 1993-1-2. Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych - Część 1-2: Reguły ogólne – Obliczanie konstrukcji na warunki pożarowe.
[4] Blicharski M.: Inżynieria materiałowa. Stal. Wydawnictwa Naukowo – Techniczne, Warszawa, 2004.
[5] Mizutani, Y., Yoshii, K., Chijiiwa, R., Ishibashi, K., Watanabe, Y., Yoshida, Y.: 590 MPa class fire-resistant steel for building structural use. Nippon Steel Technical Report, No 90, July 2004, s. 45-52.
[6] Sha, W., Kirby, B. R., Kelly, F. S.: The behaviour of structural steels at elevated temperatures and the design of fire resistant steels. Materials Transactions, Vol. 42, No. 9, 2001, s. 1913-1927.
[7] Maślak M., Skiba R.: Fire resistance increase of structural steel through the modification of its chemical composition. Proceedings of the 7th Scientific – Technical Conference "Material Problems in Civil Engineering" (MatBud 2015), June 22-24, 2015, Cracow, published in: Proceedia Engineering online.
[8] PN-EN 1991-1-2. Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje – Część 1-2: Oddziaływania ogólne – Oddziaływania na konstrukcje w warunkach pożaru.
[9] Chijiiwa, R., Yoshida, Y., Uemori R., Tamehiro, H., Funato, K., Horii, Y.: Development and practical applications of fire-resistant steels for buildings, Nippon Steel Technical Report, No 58, July 1993, s. 47-55.
[10] http://uratti.web.fc2.com/architecture/senda/tokonamegim4.jpg - [dostęp 04.2015]
[11] http://static.panoramio.com/photos/large/119628624.jpg - [dostęp 04.2015]
[12] http://www.michaeljohngrist.com/wp-content/uploads/2009/01/bigsofitel-600x412.jpg - [dostęp 04.2015]

[13] http://archn.web.fc2.com/t021110/t-sofitel03.jpg - dostęp 04.2015.
[14] https://www.google.pl/maps/@35.6103596,140.1144625,3a,75y,54.8h,113.54t/data=!3m7!1e1!3m5!1siMoZz7ZFu7QuZg9Pq1yx3w!2e0!5s20141201T000000!7i13312!8i6656 – [dostęp 04.2015]
[15] http://www.yokohamajapan.com/wp-content/uploads/2011/03/Sogo-Yokohama.jpg – [dostęp 04.2015]
[16] https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/f/fe/SOGO_Yokohama_001.JPG – [dostęp 04.2015]
[17] http://donki.com/en/store/shop_detail.php?shop_id=172 – [dostęp 04.2015]

SELECTED REALISATIONS OF THE BUILDINGS WITH A LOAD-BEARING STRUCTURE MADE USING THE FIRE RESISTANT STRUCTURAL STEELS

S u m m a r y

The examples of the application of the fire resistant structural steels to construct the load-bearing structure in the buildings of the various type, both former and those still being in use, are presented and discussed in detail. It is essential that the steels of this type, due to their characteristics, need not to be specially protected against the potential fully developed fire exposure. Therefore, they seem to be an interesting alternative to the conventional structural steels which require the use of the additional and costly fire insulation. The practical use of the presented fire resistant steels is limited so far to the territory of Japan. This results from the specificity of the building law being applicable in that country. However, some steps in the similar direction have been taken recently also in the countries belonging to the European Union. The main areas of the application of the fire resistant steels are as follows: the tall buildings, including the external load-bearing part of their elevations, the sports facilities, the open multi-story car parks as well as the concert and the other performance halls, especially those with the atria.

Keywords: fire-resistant steels, fire, temperature, fire resistance, weldability, strength.

Przesłano do redakcji:30.05.2015
Przyjęto do druku:10.01.2016

DOI: 10.7862/rb.2015.196

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (4/15), październik-grudzień 2015, s. 309-319

Ludmila MECIAROVA[1]
Silvia VILCEKOVA[2]

ANALYSIS OF VOCs IN THE INDOOR ENVIRONMENT

Volatile organic compounds have been studied over recent years in many countries. However, construction processes, building materials, building types and the methods used for the collection and analysis of VOCs vary from one country to another. At the same time constant technical and scientific progress has brought new materials that can emit completely different VOCs than older materials. Building materials represent significant source of organic compounds' emissions and we are in direct contact with these compounds at work, school or home every day. Short-term or long-term exposure to these substances can bring many health problems. Therefore, this study is focused to determine the current state of occurrence and concentrations level of VOCs. The studied building is located in eastern Slovakia. The results were compared with the guide values of other countries, because there are no guideline values for TVOC concentrations and limits are set only for a small amount of VOCs in Slovakia. The results from this study demonstrated that flooring installation together with painting caused the highest contribution to the TVOC levels in the indoor air of studied apartment. On the other hand, high levels of TVOC were not found after furnishing.

Keywords: renovation, apartment, electronic nose, indoor pollution

1. Introduction

Any chemical compound that contains at least one carbon and a hydrogen atom in its molecular structure is referred to as an organic compound. Volatile organic compounds (VOCs) are defined as compounds with boiling point ranging between 50°C and 260°C and their low boiling point means that they readily off-gas into indoor air [1]. VOCs of indoor origin are released by a variety of sources including building materials, furniture or human activities such as tobacco smoking, cleaning or cooking [2].

[1] Author for correspondence: Ludmila Meciarova, Technical University of Kosice, Institute of Environmental Engineering, Vysokoskolska 4, 042 00 Kosice, Slovakia, +421 55 602 4262, ludmila.meciarova@tuke.sk.

[2] Silvia Vilcekova, Technical University of Kosice, Institute of Environmental Engineering, Vysokoskolska 4, 042 00 Kosice, Slovakia, +421 55 602 4260, silvia.vilcekova@tuke.sk.

Interest in VOCs in indoor environments started approximately in 1970s. This is evidenced by the large number of national studies that have been undertaken to model, quantify or identify indoor VOCs or that relate with indoor materials, indoor activities and some health and sensory effects [3]. These studies differ not only in focus but also in a way of sampling or analysis of VOCs.

The aim of this study was to perform VOCs analysis in the indoor air during renovation of an apartment. Levels of VOCs may be much higher than typical ambient levels in newly constructed buildings or those in which building work or decoration has recently taken place. This is because many of these compounds will off-gas a significant proportion of their volume in a relatively short time and their concentrations will decline exponentially and rapidly [1].

Similar study was conducted by Liang et al. who measured VOCs in a new apartment in Beijing from the beginning of interior construction to completion. The door, doorframe and cupboard released a wide variety of VOCs compared to furniture, and the wall paint (water-based) had the least number of VOCs identified. TVOC concentrations were very high and varied at each construction stage with concentrations from 1660 to 9030 $\mu g/m^3$. A slight increase of concentrations was observed after painting and huge increase occurred after installation of door and doorframe. Interesting is that concentrations decreased slowly in the cupboard and furniture stages [4]. Pang et al. measured VOCs concentrations in three households. The first was built using only conventional materials, the second used some environmentally friendly materials and the third used only environmentally friendly materials. The results showed that the living room and kitchen furniture made of particleboard and MDF emitted a large number of VOCs and the toluene concentration increased rapidly after the introduction of kitchen and living room indoor furniture [5].

2. Materials and methods

2.1. Studied object

Studied apartment is located in residential building from concrete panels built in 1988. This building has twelve floors, 48 apartments, it is not thermally insulated and it is situated in eastern Slovakia (Kosice). For this study, apartment on the ninth floor was selected. Ventilation is ensured only by natural way. Measurements were carried out in living room (72.9 m^3), bedroom (32.1 m^3) as well as in child's bedroom (32.1 m^3).

The first measurement was conducted to determine the initial state (before renovation) in November 2014. There were 27 years old PVC flooring, three years old wooden doors and plastic windows, and old coating on walls except the two walls in child's bedroom where coating and plaster were removed. New plaster based on gray cement and hydrated lime was applied on these walls and also on one wall in the living room. Bonding primer, gypsum as levelling

compound and white water-based paint were applied on walls and ceilings in all three rooms, but water-based blue paint from another manufacturer was also applied on two walls in the living room. Measurement was performed three days after the completion of these works. The third measurement was performed seven days after the installation of laminate flooring and plastic skirtings in all three rooms. Adhesives were used only for skirtings because this type of laminate flooring does not require use of adhesive for its installation. The water-based blue paint was applied on two walls in the living room again and water-based grey paint was applied on one wall in the child's bedroom. Paints on the walls were applied five days before measurement and synthetic white paint was applied on the radiators in each room three days before measurement. The apartment was furnished after approximately three months. Final measurement was carried out five days after these works. The apartment was not occupied during first three measurements and was not heated during all measurements. There were new cabinets, closets, coffee table, and shelves made from particleboard and MDF, sofa and beds made from combination of fabric with artificial leather, and electronic devices in the studied rooms.

2.2. Sampling and analysis

Indoor air temperature and relative humidity was measured with data logger TESTO 175-H2 with specified accuracy of ±3% RH and ±0.5°C. Qualitative analysis was performed using gas chromatograph with surface acoustic wave detector (electronic nose) with specified precision of 5% RSD, accuracy of 10% and sensitivity at low ppb level for most compounds. The used method includes following settings: inlet temperature of 200°C, valve temperature of 165°C, column temperature from 40 to 200°C, sensor temperature of 10°C, sampling time of 60 seconds (0.5 ml/s = 30 ml) and analysis time of 20 seconds. Used column was DB-5 with 1 m length, film thickness of 0.25 μm, and internal diameter of 0.5 mm. The device was calibrated to the alkane response with a solution of C_6-C_{22} in methanol. Photoionization detector with UV lamp (ppbRAE 3000) was used for quantitative determination of concentrations of total volatile organic compound (TVOC) expressed as concentrations of toluene. This instrument has specified accuracy (isobutylene) from 10 to 2000 ppm: ±3% at calibration point. Two-point field calibration of zero and standard reference gases were conducted for ppbRAE. All devices were placed at the height of 1 m above the floor. All windows and doors were closed during measurements. Owner of apartment was asked not to ventilate and not to use fragrance substances twelve hours before measurements. Also construction workers were asked not to smoke in rooms minimum twelve hours before measurements. Measurements lasted thirty minutes in each room.

3. Results

Mean indoor air temperature reached 20.7°C in the living room, 22.2°C in the bedroom as well as in the child's bedroom during first day of measurement. During second day of measurement, mean indoor air temperature was 20.7°C, 21.8°C and 22.1°C, respectively. The mean air temperature was 18°C, 18.6°C and 18.1°C, respectively, after flooring installation. Indoor air temperature reached 22.5°C, 22.5°C and 22.3°C, respectively, after that rooms were furnished. Differences of temperatures after flooring installation was caused by the fact, that rooms were not heated and also the outdoor temperature was low that day.

Mean relative humidity (RH) was 47.7% in the living room, 48.1% in the bedroom and 46.5% in the child's bedroom during first day of measurement. Mean RH reached 44.1%, 42.5% and 40%, respectively, after painting. Mean RH was 38.6%, 40.8% and 39.7% after the installation of flooring, and 41.9%, 43.1% and 42.6% after that apartment was furnished. The lowest values of RH were set after the flooring installation. Significant differences between the rooms were not recorded.

Table 1 shows results from determination of TVOC concentrations. The highest mean TVOC concentrations were measured in the child's bedroom during the measurement of initial state (143 $\mu g/m^3$) and after that apartment was furnished (233 $\mu g/m^3$) and in the living room (396 $\mu g/m^3$) after painting and flooring installation (1258 $\mu g/m^3$). Painting works caused 71.5% increase in concentrations in the living room. Levels of TVOC have increased by 68.5% in the living room after the flooring installation. On the other hand, TVOC concentrations have decreased by 84% after that the apartment was furnished. But this unique phenomenon was caused by the fact that the measurement was carried out approximately three months after third measurement. In the bedroom, painting caused that concentrations increased by 54%, flooring installation caused an increase of 76.8% and concentrations decreased by 82% after that room was furnished. In the child's bedroom, painting caused 52.3% increase, flooring installation caused that concentrations increased by 66.1% and concentrations decreased by 73.7% after that room was furnished. As can be seen, installation of flooring caused the highest increases of TVOC concentrations in all cases. However, it is important to note that the applied coatings on walls and radiators can also contribute to high levels of TVOC in this step. The highest standard deviation was set during measurements after that apartment was furnished.

Table 1. TVOC concentrations in different state of renovation

Tabela 1. Stężenie TVOC w różnych stanach renowacji

State of renovation	TVOC [μg/m^3]	Living room	Bedroom	Child's bedroom
Initial state (18.11.2014)	Mean	113	133	143
	SD	4.9	6.0	7.1
	Minimum	106	122	134
	Maximum	126	143	160
After painting (26.11.2014)	Mean	396	289	300
	SD	10.7	10.4	16.0
	Minimum	375	305	273
	Maximum	416	270	325
Flooring installation (11.12.2014)	Mean	1258	1246	886
	SD	18.7	4.2	8.1
	Minimum	1197	1234	868
	Maximum	1285	1251	912
Furnishing (16.3.2015)	Mean	201	224	233
	SD	21.4	9.1	3.0
	Minimum	159	210	227
	Maximum	232	237	240

There are no WHO or Slovakian guidelines for TVOC concentrations in indoor air, therefore Table 2 shows guideline values in different countries. As can be seen guideline values vary between countries. Results from last measurement showed that guideline values of Norway, Finland (S2), Germany, Australia, Japan and China would have been met. Mølhave [6] suggested the value of 200 μg/m^3 as an imaginary border which does not affect human health and does not cause of discomfort. His recommended value was not exceeded only during measurements of initial state. Thus, the owners of the apartment were instructed to increase ventilation rates after that flooring was installed and high levels of TVOCs were found.

Table 2. Recommended values for TVOC concentrations

Tabela 2. Zalecane wartości stężenia TVOC

Country	TVOC
Norway [7]	250 μg/m^3
Finland [8]	S1: best category (>90% of occupants satisfied) – 200 μg/m^3 S2: 300 μg/m^3 S3: minimum requirements according to building codes – 600 μg/m^3
Germany [9]	200-300 μg/m^3
Australia [10]	500 μg/m^3
USA [8]	200 μg/m^3
Japan [9]	400 μg/m^3
China [11]	500 μg/m^3

Tables 3-6 show results from qualitative analysis together with possible sources of individual compounds. Naturally the smallest number of compounds has been identified during measurement of initial state and the highest number of compounds has been identified after furnishing and starting occupation of apartment.

Table 3. Identified VOCs during initial state

Tabela 3. Wyznaczone lotne związki organiczne VOCs podczas stanu wstępnego

Compound	CAS	18.11.2014			Possible source
		LR	BR	CR	
artemiseole	60485-46-3	+		+	food [12]
bis(2-chloro-1-methylethyl) ether	108-60-1	+	+	+	cleaning solutions [13]
undecane	1120-21-4	+	+	+	PVC flooring [14]
hexyl isobutyrate	2349-07-7		+	+	cosmetic products, perfuming agents [15]
carvone	99-49-0	+	+		cleaning solutions [16]
1-tridecene	2437-56-1	+	+	+	solvent [17]
methyl geranate	2349-14-6	+			cosmetic products, perfuming agents [18] [19]
(E)-2-hexenyl hexanoate	53398-86-0			+	cosmetic products, perfuming agents [20]
decanal dimethyl acetal	7779-41-1	+	+		fungi, perfuming agents, food [21] [22] [23]

Table 4. Identified VOCs after painting

Tabela 4. Wyznaczone lotne związki organiczne VOCs po malowaniu

Compound	CAS	26.11.2014			Possible source
		LR	BR	CR	
toluene	108-88-3	+	+	+	paints, coatings [24]
2,6-dimethyl-3-heptanone	19549-83-8	+	+	+	tobacco smoke [25]
bis(2-chloro-1-methylethyl) ether	108-60-1	+	+	+	paints, coatings [13]
undecane	1120-21-4		+		paints, coatings [24]
camphene hydrate	465-31-6		+	+	essential oil, perfuming agents [20] [26]
hexyl isobutyrate	2349-07-7	+			cosmetic products, perfuming agents [15]
2-methyl acetophenone	577-16-2		+	+	flavour and fragrance agents [27]
methyl salicylate	119-36-8	+			cosmetic products, medicinal products, flavouring agents [28]
citral	106-26-3	+	+	+	fragrances [29]
eugenol	97-53-0		+	+	plastic skirting [30]
(E)-2-hexenyl hexanoate	53398-86-0			+	flavour and fragrance agents [31]

decanal dimethyl acetal	7779-41-1		+		fungi, perfuming agents, food [21] [22] [23]
1,3-indandione	606-23-5	+			unknown

As can be seen most of identified compounds originated from cosmetic products despite the fact that use of these products was excluded twelve hours before measurements. But it is important to say that construction workers and owners were present in the apartment during these measurements, thus they were possible sources of VOCs. However, we consider that the levels of these compounds in the indoor air were very small considering that very strong odor from used materials was present in the rooms during second and third measurements. Presence of eugenol with possible source of plastic skirting may be explained by that skirting were stored in the hallway during second measurement. Emissions of compounds originating from tobacco smoke were probable present due to secondary emissions because this activity was excluded before measurements.

Table 5. Identified VOCs after installation of flooring

Tabela 5. Wyznaczone lotne związki organiczne VOCs po instalacji podłogi

Compound	CAS	11.12.2014			Possible source
		LR	BR	CR	
toluene	108-88-3	+	+	+	paints, coatings [24]
ethyl benzene	100-41-1	+	+	+	paints, coatings [24]
β-pinene	127-91-3	+	+	+	laminate flooring [32]
1,3-dichlorobenzene	541-73-1	+	+		dyes [33]
bis(2-chloro-1-methylethyl) ether	108-60-1			+	paints, coatings [13]
2,2,5,5-tetramethylhexane	1071-81-4	+	+	+	[33]
nonanal	124-19-6		+		adhesive for flooring installation [14]
undecane	1120-21-4	+		+	paints, coatings [24]
hexyl isobutyrate	2349-07-7	+	+		cosmetic products, perfuming agents [15]
methyl salicylate	119-36-8	+	+		cosmetic products, medicinal products, flavouring agents [28]
1-dodecene	112-41-4			+	exhaust of gasoline [34]
carvone	99-49-0	+	+		laminate flooring [16]
ethyl 2-phenylacetate	101-97-3			+	cosmetic products [35]
eugenol	97-53-0		+		plastic skirting [30]
4-methyltridecane	26730-12-1	+		+	unknown
α-copaene	3856-25-5		+		adhesive for flooring installation [14]
longicyclene	1137-12-8	+		+	adhesive for flooring installation [14]

Table 6. Identified VOCs after furnishing

Tabela 6. Wyznaczone lotne związki organiczne VOCs po umeblowaniu

Compound	CAS	16.03.2015			Possible source
		LR	BR	CR	
octane	111-65-9	+	+	+	adhesives [24]
o-xylene		+		+	adhesives [24]
alpha-thujene	2867-05-2	+	+	+	essential oil, tobacco smoke [25]
2,6-dimethyl-3-heptanone	19549-83-8	+			tobacco smoke [25]
3-propylthiopene	1518-75-8	+	+	+	food [12]
gamma-terpinene	99-85-4	+	+	+	cleaning agent, air freshener [36] [37]
nonanal	124-19-6	+	+	+	adhesives [14]
camphene hydrate	465-31-6	+	+		essential oil, Perfume [20] [26]
1-dodecene	112-41-4	+		+	exhaust of gasoline [24]
citral	106-26-3	+			fragrances [29]
thymol	89-83-8	+	+	+	tobacco smoke, repellent, insecticide [38]
citronellol acetate	150-84-5	+			cleaning products [37]
undecan-1-ol	112-42-5	+			unknown
cyperene	2387-78-2	+			food [12]
alloarmadendrene	25246-27-9	+			electronic products [39]
alpha-citral	141-27-5		+	+	cleaning products [40]
orcinol	504-15-4		+	+	fragrance and flavour materials [41]
Ionene	8013-90-9		+		perfuming agents, masking agents [42]
bis (2-chloroethoxy) methane	111-91-1			+	unknown
hexyl 2-methylbutaroate	10032-15-2			+	food, beverages [23]
cis-jasmone	488-10-8			+	cosmetic products [43]

Presence of 1-dodecene from exhaust of gasoline can be explained by the fact that the apartment is oriented to side of the street with road and parking. This VOCs analysis showed that emissions from furniture were already released. Identified were only octane and o-xylene which the possible sources are adhesives commonly used in furniture industry. Most important sources from used materials were flooring (adhesives for skirting) and coatings.

4. Conclusion

The current "green" trend affects also sector of building materials production. Nevertheless, these products still emit significant amounts of VOCs to indoor environment. Whereas these compounds may have a significant impact on our health, it is important to carry out monitoring focused on their identification and quantification. The results from this study showed that TVOC concen-

trations slightly increased after painting and much more increased after floor installation. But relatively high levels of these concentrations decreased on permissible levels after three months. Equipment with furniture surprisingly did not cause a big contribution to indoor air pollution. The many of identified VOCs originated from coatings and also from adhesives used during installation of skirting. The assumption of higher emissions from new furniture was not confirmed. The results from analysis of VOCs also showed the presence of many compounds originating from food, beverages or cosmetic products indicating a slight disadvantage of a very high sensitivity of GC/SAW system. Considering this, it is necessary to change measurement methodology and although this is not always possible to exclude the presence of construction workers in studied rooms minimum one hour before measurement.

Bibliography

[1] Jones A.P. Indoor air quality and health. Atmospheric Environment Vol. 33. No. 28 pp. 4535-4564, 1999.

[2] Wang, H. Field and laboratory investigation of ozone-indoor surface reactions: secondary emissions inventory and implications for indoor air quality. Doctoral Dissertations. Paper 2174, 159 p., 2007.

[3] Pluschke P. Indoor air pollution. The handbook of environmental chemistry, Vol. 4. Part F. Springer Science & Business Media, Berlin, Germany, 2004.

[4] Liang W., Wang Ch., Yang C., Yang X. Volatile organic compounds in different interior construction stages of an apartment. Building and Environment Vol. 81. pp. 380-387, 2014.

[5] Pang S.K, Cho H., Sohn J.Y., Song K.D. Assessment of the emission characteristics of VOCs from interior furniture materials during the construction process. Indoor and Built Environment Vol. 16. No. 5. pp. 444-455, 2007.

[6] Zabiegała B. Organic compounds in indoor environments. Polish Journal of Environmental Studies Vol. 15. No. 3. pp. 383-393, 2006.

[7] Katsoyiannis A. et al. Indoor air characterization of various microenvironments in the Arctic. The case of TromsØ, Norway. Environmental Research. Vol. 134, pp. 1-7, 2014.

[8] Salthammer T. Organic Indoor Air Pollutants: Occurence, Measurement, Evalutation. John Wiley & Sons, Weinheim, 343 p., 2008.

[9] Charsles K.E. et al. Indoor air quality guidelines and standards. Final Report 5.1 – CMEIAQ-II: Consortium for Material Emission and IAQ Modelling II. Institute for research in construction, National research council Canada, 36 p., 2005.

[10] http://www.nhmrc.gov.au/_files_nhmrc/publications/attachments/eh23.pdf [access: 22 April 2015].

[11] Liu J. et al. Total volatile organic compound concentration and its influencing factors in urban indoor air after decoration. Chinese Science Bulletin Vol. 56, No. 25, pp. 2683-2689, 2011.

[12] http://www.vcf-online.nl/VcfCompounds.cfm?volatgrp=100[access: 22 April 2015].

[13] http://www.ncbi.nlm.nih.gov/pubmed/12750753 [access: 22 April 2015].

[14] Wilke O., Jann O., Brödner D. VOC- and SVOC-emissions from adhesives, floor coverings and complete floor structures. Indoor Air Vol. 14, pp. 98-107, 2004.

[15] www.perflavory.com/docs/doc1008581.html [access: 22 April 2015].

[16] Salthammer T. In: Indoor Air Pollution, The handbook of environmental chemistry, Vol. 4, Part F, edited by Pluschke P., Springer Science & Business Media, Berlin, Germany, 2004

[17] www.chemicaldictionary.org/dic/1/1-Tridecene_2086.html[access: 22 April 2015].

[18] http://www.thegoodscentscompany.com/data/rw1046801.html [access: 22 April 2015].

[19] Gattuso D.J. The true story of cosmetics. Exposing the Risks of the Smear Campaign. Issue Analysis 6, Competitive Enterprise Institute, Washignton DC, USA, 2011.

[20] Azimova S.S., Glushenkova A.I., Vinogradova V.I. ed. Lipids, lipophilic components and essential oils from plant sources. Vol. 1, Springer Science & Business Media, London, 2011.

[21] Siddiquee S. et al. Separation and identification of hydrocarbons and other volatile compounds from cultures of Aspergillus niger by GC-MS using two different capillary columns and solvents. Journal of Saudi Chemical Society, In Press, 2012.

[22] http://www.thegoodscentscompany.com/data/rw1018261.html [access: 22 April 2015].

[23] Burdock G.A. Fenaroli's handbook of flavor ingredients. 5th edn., CRC press, Washington DC, USA, 2004.

[24] Spengler J.D., Chen Q.Y., Dilwali K.M. In: Indoor air quality handbook, edited by Spengler J.D. et al., McGraw-Hill, New York, 2001.

[25] Rodgman A., Perfetti T.A. The chemical components of tobacco and tobacco smoke, CRC press, New York, 2013.

[26] http://www.toxicsinfo.org/canary/perfumeanalysis.htm [access: 22 April 2015].

[27] http://www.thegoodscentscompany.com/data/rw1057601.html [access: 22 April 2015].

[28]www.mattilsynet.no/kosmetikk/stoffer_i_kosmetikk/risk_profile_methyl_salicylate.9877/binary/Risk%20Profile%20Methyl%20Salicylate [access: 22 April 2015].

[29] http://pubchem.ncbi.nlm.nih.gov/compound/Citral#section=Consumption [access: 22 April 2015].

[30] www.en.wikipedia.org/wiki/Eugenol#cite_note-9 [access: 22 April 2015].

[31] http://www.thegoodscentscompany.com/data/rw1026762.html [access: 22 April 2015].

[32] http://pubchem.ncbi.nlm.nih.gov/compound/beta-pinene#section = Top [access: 22 April 2015].

[33] www.atsdr.cdc.gov/substances/toxsubstance.asp?toxid=126 [access: 22 April 2015].

[34]www.google.sk/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=1&ved=0CB8QFjAA [access: 22 April 2015].

[35] http://www.thegoodscentscompany.com/data/rw1034861.html [access: 22 April 2015].

[36]https://sites.vito.be/sites/ephect/Working%20documents/EPHECT%20Final%20Meeting%20Presentations/1.%20summarizing%20conclusions%20of%20consumer%20product%20emissions.pdf [access: 22 April 2015].

[37] Nørgaard A.W. et al. Ozone-initiated VOC and particle emissions from a cleaning agent and an air freshener: Risk assessment of acute airway effects. Environment International. Vol. 68, pp. 209-218, 2014.

[38] http://scorecard.goodguide.com/chemical-profiles/pesticides.tcl?edf_substance_id=89-83-8 [access: 22 April 2015].

[39] http://eng.mst.dk/media/mst/69115/32.pdf [access: 22 April 2015].

[40] Son B., Breysse P., Yang W. Volatile organic compounds concentrations in residential indoor and outdoor and its personal exposure in Korea, Environment International, Vol. 29. pp. 79-85, 2003.

[41] Bauer K., Garbe D., Surburg H. Common fragrance and flavor materials: preparation, properties and uses. John Wiley and Sons, Weinheim, Germany, 2008.

[42] http://www.thegoodscentscompany.com/data/rw1006551.html [access: 22 April 2015].

[43] http://www.tu-poly.com/p886/Cis-Jasmone,CAS-No.488-10-8.html [access: 22 April 2015].

ANALIZA LOTNYCH ZWIĄZKÓW ORGANICZNYCH VOCs W ŚRODOWISKU WEWNĘTRZNYM

S t r e s z c z e n i e

Ostatnimi laty, lotne związki organiczne VOCs były studiowane badane w wielu krajach. Jednakże, procesy budowlane, materiały budowlane, typy budów i metody wykorzystane przy pobieraniu i analizie VOCs w zależności od kraju różniły się od siebie. W tym samym czasie ciągły postęp naukowy i techniczny przyniósł nowe materiały, które mogą emitować całkowicie inne VOCs niż starsze materiały. Materiały budowlane stanowią znaczące źródło emisji związków organicznych, a my jesteśmy codziennie w bezpośrednim kontakcie z tymi związkami chemicznymi w pracy, szkole czy w domu. Krótko- lub długoterminowe działanie tych substancji może powodować wiele problemów zdrowotnych, dlatego, badania skupione są na ustaleniu bieżącego stanu występowania i poziomu stężenia VOCs. Analizowany w artykule budynek znajduje się we wschodniej Słowacji. SkutkiWyniki były porównywane z wartościami wyszczególnionymi w innych państwach, ponieważ na Słowacji nie ma żadnych wytycznych co do wartości całkowitego stężenia VOCs a limity stężenia są podane jedynie dla niektórych związków VOCs. Wyniki analizy wykazały, że instalacja podłogi wraz z malowaniem ma najwyższy udział na poziom TVOC w powietrzu wewnętrznym badanego mieszkania. Z drugiej strony, nie odnotowano wysokich poziomów TVOC po meblowaniu.

Słowa kluczowe: remont, mieszkanie, elektroniczny nos, zanieczyszczenie wewnętrzne

Przesłano do redakcji:8.06.2015
Przyjęto do druku:10.01.2016

DOI: 10.7862/rb.2015.197

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (4/15), październik-grudzień 2015, s. 321-333

Maria MRÓWCZYŃSKA[1]
Małgorzata WAWER[2]

PRÓBA BUDOWY KATASTRU SŁONECZNEGO NA OBSZARZE MIASTA ZIELONA GÓRA

W artykule przedstawiono możliwości wykorzystania danych pozyskanych metodą skaningu laserowego do budowy katastru słonecznego, umożliwiającego dostarczenie szczegółowych informacji na temat przydatności dachów budynków do montażu ogniw fotowoltaicznych. W artykule przybliżono funkcjonowanie wybranych, istniejących w Europie i na świecie, portali geoinformacyjnych zawierających dane dotyczące katastru słonecznego oraz podjęto próbę budowy katastru (mapy nasłonecznienia) dla fragmentu obszaru miasta Zielona Góra. W tym celu został wykorzystany numeryczny model pokrycia terenu zapisany w postaci rastrowej, uzupełniony o dane metrologiczne pozyskane dla omawianego obszaru oraz obrysy przyziemia budynków stanowiące element bazy danych obiektów topograficznych.

Słowa kluczowe: mapa nasłonecznienia, numeryczny model pokrycia terenu, portal geoinformacyjny

1. Wstęp

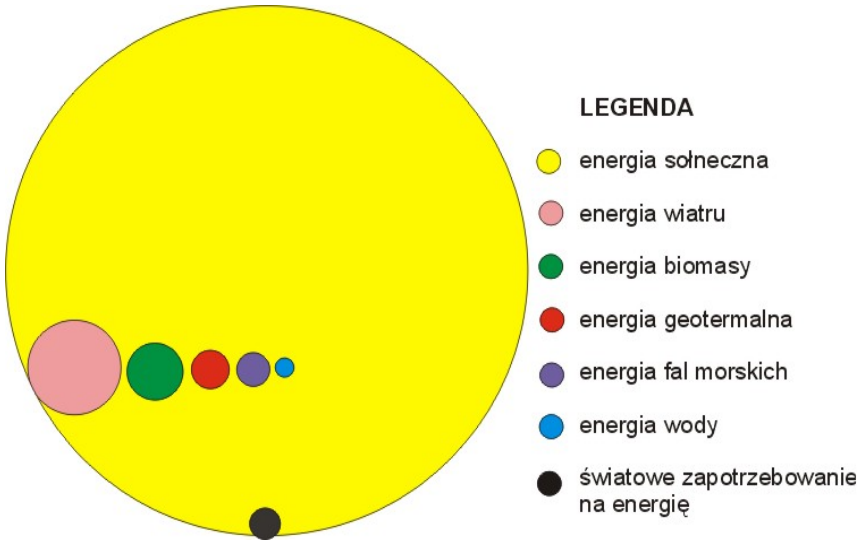
Zastosowanie materiałów energetycznych spowodowało, że w ciągu ostatnich 50 lat na świecie podwoiła się liczba ludności, unowocześnił przemysł, zwiększyły się możliwości transportowe, rolnictwo zostało tak zmechanizowane, że kraje rozwinięte produkują nadwyżki żywności. Taki szybki rozwój spowodował, że następuje nieustanne zanieczyszczanie naszego środowiska.

Wzrost stężenia CO_2 w atmosferze powoduje powiększenie się dziury ozonowej, emisja tlenku siarki i azotu ze spalania węgla jest przyczyną powstawania kwaśnych deszczy oraz smogu, globalna temperatura rośnie powodując topnienie lodowców i wzrost poziomu mórz i oceanów.

W celu zmniejszenia negatywnych wpływów wykorzystania nieodnawialnych źródeł energii w 1992 roku w Rio de Janeiro została zawiązana Ramowa

[1] Autor do korespondencji: Maria Mrówczynska, Uniwersytet Zielonogórski, 65-516 Zielona Góra, ul. Z. Szafrana 2, m.mrowczynska@ib.uz.zgora.pl
[2] Małgorzata Wawer, 85-863 Bydgoszcz, ul. Bohaterów Kragujewca 2/16, Gosia.wawer@gmail.com

Konwencja Narodów Zjednoczonych w Sprawie Zmian Klimatu (ang. *United Nations Framework Convention on Climate Change*), a w 1997 roku podpisano protokół z Kioto, którego głównym celem jest ograniczenie emisji gazów cieplarnianych.



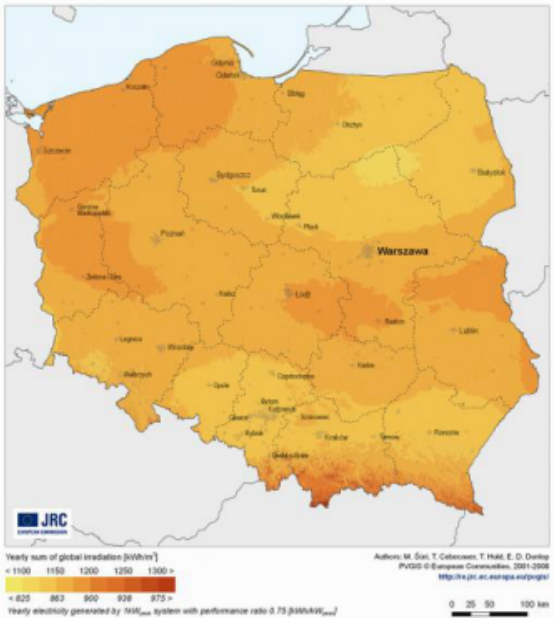
Rys. 1. Wielkość energii z OZE na świecie na podstawie [5]

Fig. 1. Amount of energy from renewable energy sources (RES) in the world according to [5]

Najbardziej korzystnym rozwiązaniem problemu zanieczyszczenia środowiska i ograniczenia emisji gazów cieplarnianych jest wykorzystanie odnawialnego źródła energii (OZE) takich jak: energia słoneczna, wiatrowa, wodna, energia geotermalna, energia fal i pływów morskich oraz biomasa. Na rysunku 1 przedstawiono wielkość energii możliwej do pozyskania z OZE, w porównaniu do ogólnego światowego zapotrzebowani na energię [5]. Jak widać, energia z odnawialnych źródeł jest w stanie zaspokoić światowe zapotrzebowanie, a Słońce może dostarczyć najwięcej tego rodzaju energii. W tym kontekście celowym jest tworzenie portali geoinformacyjnych zawierających dane pozwalające na podjęcie prawidłowych decyzji dotyczących lokalizacji i montażu kolektorów słonecznych wykorzystywanych m.in. do podgrzania wody lub montażu ogniw fotowoltaicznych w celu produkcji energii elektrycznej [Chwieduk 2008]. Określenie potencjału energii promieniowania słonecznego (tworzenie katastru słonecznego, map nasłonecznienia) bazuje głównie na numerycznym modelu pokrycia terenu (NMPT) pozyskanym z lotniczego skaningu laserowego i zapisanym w formacie rastrowym. W artykule zostanie przedstawiona możliwość wykorzystania NMPT do opracowania katastru słonecznego dla fragmentu obszaru miasta Zielonej Góry.

2. Energia promieniowania słonecznego

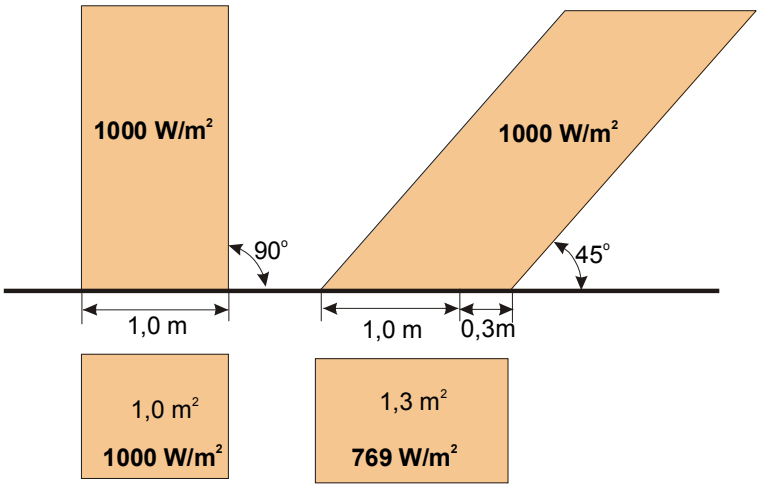
Promieniowanie słoneczne w postaci promieniowania elektromagnetycznego docierające do powierzchni Ziemi w najbardziej sprzyjających warunkach (pomiędzy 23° szerokości geograficznej południowej i 23° szerokości geograficznej północnej oraz przy bezchmurnym niebie) posiada natężenie około 1100 W/m^2. W Polsce średnia wartość nasłonecznienia, definiowanego jako wielkość opisująca zasoby energii słonecznej w danym miejscu i czasie wyrażana w kWh/m² na dzień, miesiąc lub rok, waha się w zakresie od 900 do 1100 kWh/m^2 rocznie [2]. Największe wartości nasłonecznienia są rejestrowane w okolicach Tatr, zaś najmniejsze wartości sumy promieniowania słonecznego występują w północnej części województwa mazowieckiego (rys. 2.)



Rys. 2. Rozkład nasłonecznienia na obszarze Polski [7]

Fig. 2. Insolation distribution in Poland [7]

Przy instalowaniu kolektorów oraz ogniw fotowoltaicznych, bardzo ważnym zagadnieniem jest określenie kąta padania promieni słonecznych. Kąt padania promieni jest bowiem odpowiedzialny za wartość natężenia promieniowania jaka jest odbierana przez kolektor. Przykładowo, gdy Słońce jest w zenicie wartość natężenia promieniowania jest równa 1100 W/m^2, jeżeli natomiast kąt padania wynosi 45° wówczas wartość natężenia maleje do 769 W/m^2 [6]. Graficzna ilustracja zależności natężenia promieniowania od kąta podania promieni słonecznych została przedstawiona na rysunku 3.



Rys. 3. Natężenie promieniowania w zależności od kąta padania promieni słonecznych [7]

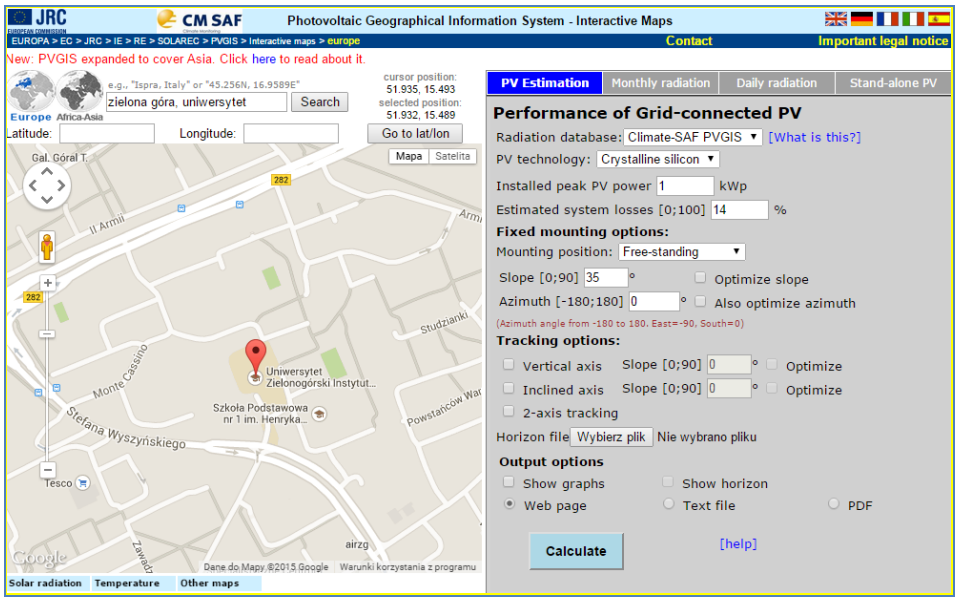
Fig. 3. Sunlight intensity depending on the angle of sun rays [7]

Najbardziej korzystny kąt odchylenia kolektorów słonecznych od poziomu na obszarze Polski waha się od 20° dla instalacji podgrzewającej wodę w przydomowych basenach do 90° dla instalacji podgrzewającej wodę użytkową dla całorocznych potrzeb gospodarstwa domowego [6]. Przy montażu kolektorów oraz ogniw fotowoltaicznych należy również wziąć pod uwagę lokalizacje obiektu względem stron świata, a także istniejące przeszkody terenowe, które przyczyniają się do rozproszenia promieniowania. Natomiast przy określaniu wartości natężenia promieniowania słonecznego musimy uwzględnić również dane meteorologiczne, co nie jest łatwe, ponieważ powinniśmy bazować na wieloletnich zapisach informacji dotyczących promieniowania słonecznego, zachmurzenia oraz zamglenia [3]. Stworzenie ogólnodostępnego portalu geoinformacyjnego pozwala każdemu potencjalnemu użytkownikowi na sprawdzenie czy opłacalna jest inwestycja w instalację solarną na dachu interesującego go budynku, bez konieczności przeprowadzania przez niego żmudnych obliczeń.

3. Przykłady katastrów słonecznych

Teoretycznie stworzenie słonecznego katastru nie jest zadaniem szczególnie skomplikowanym, mając bowiem w dyspozycji numeryczny model pokrycia terenu oraz dane klimatyczne obliczamy potencjał słoneczny możliwy do uzyskania na konkretnym budynku. Uzyskane w ten sposób wyniki umieszczamy na serwerze i udostępniamy w internecie w wybranej technologii Web GIS. W praktyce jednak jest to o wiele bardziej skomplikowane. Najprostsze słoneczne geoportale wykorzystują niskorozdzielcze dane klimatyczne oraz

numeryczny model terenu. Przykładem takiego geoportalu jest portal PVGIS stworzony dla Europy i Afryki, a od września 2014 również dla Azji (rys. 4). Użytkownik tego serwisu musi nie tylko podać przybliżoną lokalizację interesującego go budynku, ale również spadek i ekspozycję dachu oraz typ ogniw fotowoltaicznych. W wyniku otrzymuje przybliżoną informację o ilości energii możliwej do pozyskana na obszarze dachu, niestety w jednostkach, które czytelne są tylko dla fachowców.



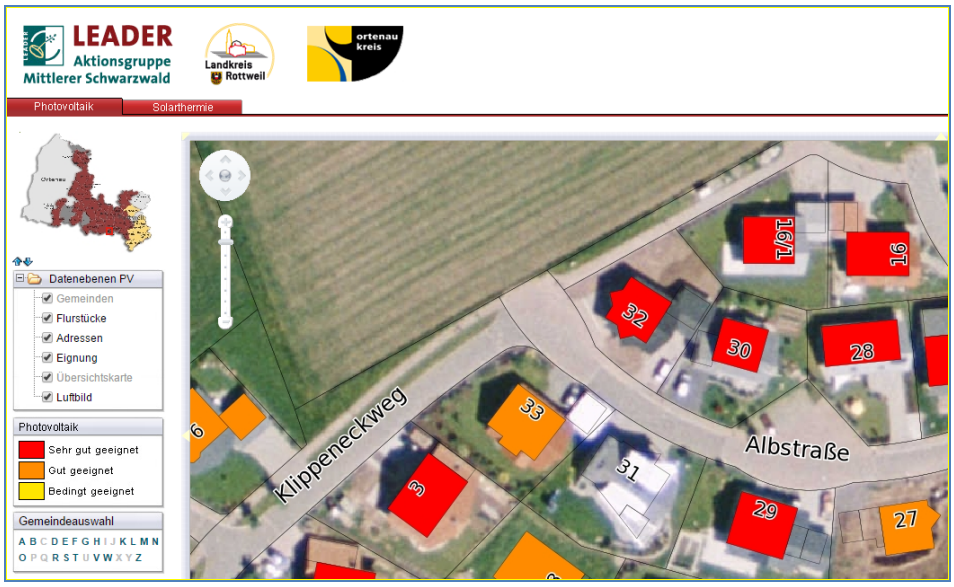
Rys. 4. Portal geoinformacyjny PVGIS [9]

Fig. 4. Photovoltaic Geographical Information System (PVGIS) portal [9]

Chcąc uzyskać bardziej szczegółowe i praktyczne informacje musimy wykorzystać wysokiej rozdzielczości dane pozyskane metodą skaningu laserowego. Przykładem takiego katastru o szczegółowości CityGML LoD1 (niska klasa dokładności, tylko płaskie dachy) jest kataster stworzony dla regionu Centralny Szwarcwald w Niemczech. W tym serwisie uwzględnione są czynniki lokalizacyjne takie jak: nachylenie, zacienienie, globalne promieniowanie przyjęte jako średnia z 20 lat (rys. 5).

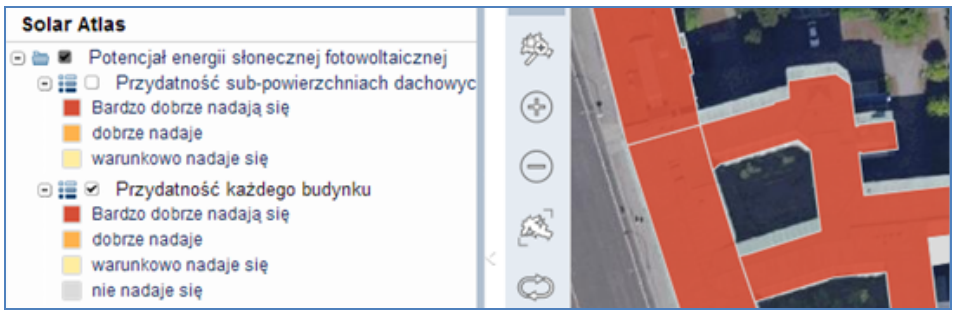
Większość istniejących geoportali słonecznych uwzględnia kształt dachu, dzięki czemu istnieje możliwość określenia, jaka część powierzchni dachu nadaje się do montażu kolektorów lub ogniw fotowoltaicznych. Przykładem takich serwisów o szczegółowości CityGML LoD2 (średnia klasa dokładności, dachy w uproszczonej formie) są te wykonane m.in. dla San Francisco, Berlina (rys. 6) oraz Warszawy (rys.7). W przypadku tego drugiego z wymienionych miast, użytkownik ma do dyspozycji więcej opcji, w tym szczegółowość o po-

ziom wyższą, gdzie każdy fragment dachu jest określony pod względem korzyści płynących z montażu paneli. Inne przykłady tego najbardziej doprecyzowanego rozwiązania to mapy potencjału solarnego dla Wiednia, Los Angeles oraz zmodernizowany w ostatnim czasie dla miasta Boston (rys. 8).



Rys. 5. Słoneczny kataster – Centralny Szwarcwald [10]

Fig. 5. Solar cadastre – Central Schwarzwald [10]



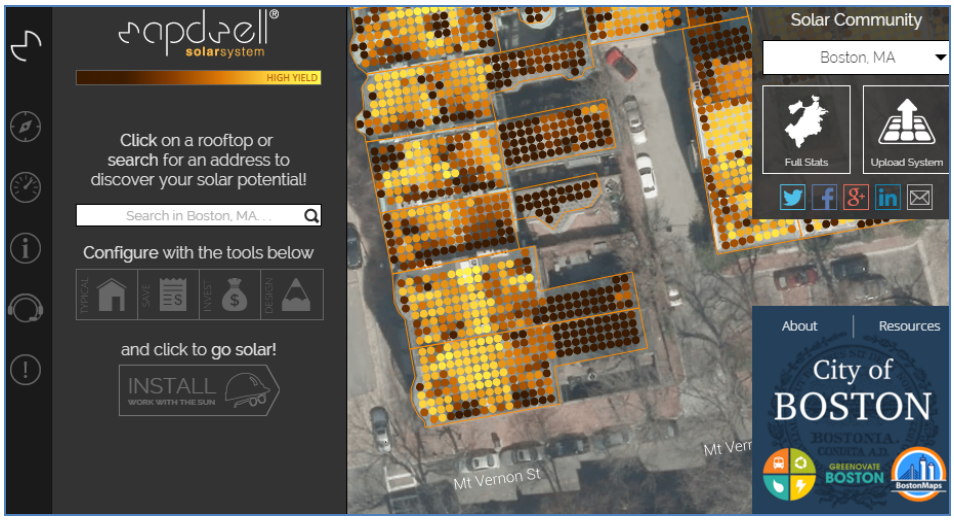
Rys. 6. Słoneczny kataster – Berlin (najkorzystniejszego miejsca pod instalacje solarne) [11]

Fig. 6. Solar cadastre – Berlin (the best locations for solar cell installation) [11]



Rys. 7. Słoneczny kataster – Warszawa [12]

Fig. 7. Solar cadastre – Warsaw [12]



Rys. 8. Słoneczny kataster – Boston [13]

Fig. 8. Solar cadastre – Boston [13]

4. Słoneczny kataster dla Zielonej Góry

W prezentowanej pracy podjęto próbę budowy słonecznego katastru dla fragmentu obszaru miasta Zielonej Góry. Do wykonania postawionego zadania zostało wykorzystane oprogramowanie firmy Esri - ArcGIS for Desktop, ArcMap 10.2 [14], ale na rynku programów znajduje się wiele innych, za pomocą których można wykonać postawione zadanie są to m.in. oprogramowanie GRASS GIS oraz SAGA GIS. Do opracowania słonecznego katastru najlepiej wykorzystać numeryczny model pokrycia terenu w formacie ARC/INFO ASCII GRID, w przeciwnym razie plik źródłowy trzeba będzie poddać dodatkowym

przekształceniom [4]. Do analizy wybranego fragmentu obszaru Zielonej Góry wykorzystano NMPT w skali 1:5000 wykonany metodą skaningu laserowego w ramach projektu ISOK LIDAR. Do analizy wybrano arkusz o godle M-33-8-A-a-3-3 (aktualność danych na dzień 12.07.2011 r., charakterystyka przestrzeni 12p/m^2, błąd średni wysokości 0,15m), na którym dominująca część zabudowy to zabudowa jednorodzinna oraz zabudowa mieszana z wysokimi budynkami Uniwersytetu Zielonogórskiego.

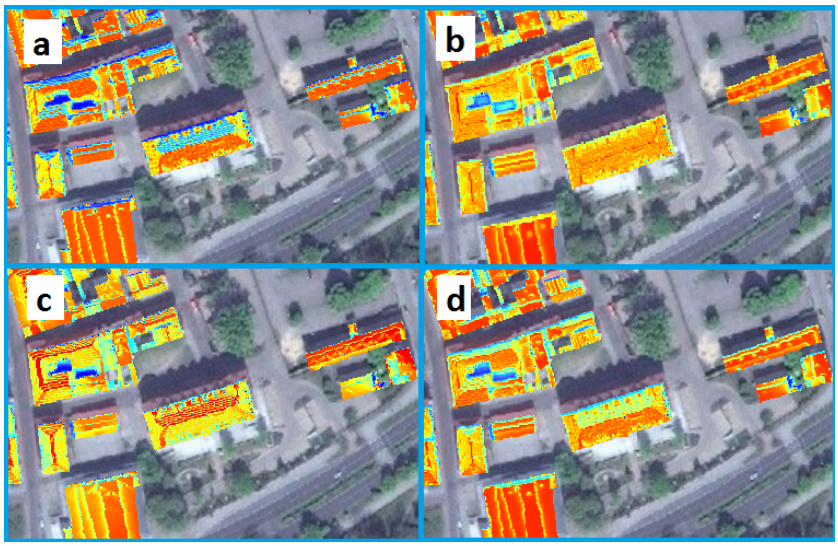
Wykorzystana aplikacja ArcMap [14] wymaga na wstępie podczytania mapy bazowej znajdującej się w pakiecie programu, która będzie służyła jako tło dla wynikowego, skonwertowanego rastra, dla którego należy określić układ współrzędnych. Kolejnym krokiem jest obliczenie promieniowania z powierzchni rastra (narzędzie Area Solar Radiation) oraz weryfikacja uzyskanych danych. Po wykonaniu tych czynności otrzymujemy cztery wyniki w postaci rastrowej przedstawione na rysunku 9 w sposób następujący: a) promieniowanie bezpośrednie; b) promieniowanie rozproszone, c) czas promieniowania dochodzącego do powierzchni Ziemi, d) promieniowanie globalne.



Rys. 9. Obszar opracowania, gdzie: a) zabudowa mieszana, b) zabudowa jednorodzinna [14]

Fig. 9. Area under analysis, where: a) different types of buildings, b) detached houses [14]

Do końcowej analizy wybrano rastry z promieniowaniem globalnym (rys. 9d), sklasyfikowane na 3 grupy: promieniowanie niekorzystne < 900 kWh/m^2, promieniowanie dobre 900 - 1100 kWh/m^2, promieniowanie bardzo dobre > 1100 kWh/m^2. Zarówno obszar z zabudową jednorodzinną jak i obszar z zabudową mieszaną zostały opracowane dla pory letniej (czerwiec 2014) oraz pory zimowej (grudzień 2014). Uzyskane wyniki zostały porównane z danymi opublikowanymi przez Ministerstwo Infrastruktury i Rozwoju (tabela 1) prezentującymi statystyczne dane klimatyczne dla obszaru Zielonej Góry do obliczeń możliwości energetycznych budynków (ITH - suma całkowitego natężenia promieniowania na powierzchnię poziomą Wh/m^2).



Rys. 10. Rastry wynikowe po zastosowaniu narzędzia Area Solar Radiation [14]

Fig. 10. Resultant raster graphics after the application of the Area Solar Radiation tool [14]

Tabela 1. Suma całkowitego natężenia promieniowania ITH na powierzchnię poziomą [15]

Table 1. Sum of the total ITH sun ray intensity reaching a flat surface [15]

ITH [Wh/m^2]	**Miesiące**					
	I	II	III	IV	V	VI
	21 991	31 525	61 971	99 228	124 117	132 708
	Miesiące					
	VII	VIII	IX	X	XI	XII
	127 934	113 023	74 997	47 525	23 794	19 391

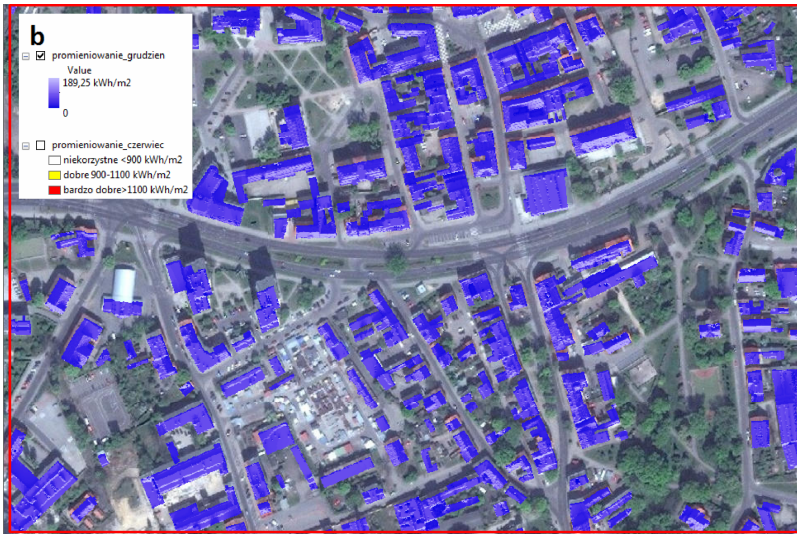
Produkt finalny w postaci katastru słonecznego dla obszaru o zabudowie jednorodzinnej oraz obszaru o zabudowie mieszanej w rozbiciu na czerwiec i grudzień 2014 r. został przedstawiony na rysunkach 10, 11 do 14. Tak wykonany kataster słoneczny pozwala użytkownikowi łatwo ocenić, dzięki oznaczeniu potencjału solarnego w trzech kolorach (w przypadku czerwca: biały - niekorzystna, żółty - dobra, czerwony - bardzo dobra), czy montaż instalacji solarnej na analizowanym dachu będzie korzystny. Największą wydajność ogniw fotowoltaicznych uzyskujemy w miesiącach od maja do sierpnia (>110000 Wh/m^2), nieco gorszą w kwietniu (90000-110000 Wh/m^2), natomiast pozostałe miesiące mają niezadowalający potencjał. Biorąc pod uwagę ewentualnych użytkowników katastru słonecznego i doświadczenia krajów gdzie taki kataster funkcjonuje, najlepszym rozwiązaniem jest umieszczenie gotowej mapy solarnej na oficjalnej stronie internetowej miasta. Geoportal powinien wówczas posiadać dodatkowo opcje ułatwiające dostęp i ob-

sługę przez potencjalnego użytkownika jak na przykład możliwość wyznaczenia potencjału solarnego na dachu wybranego budynku.



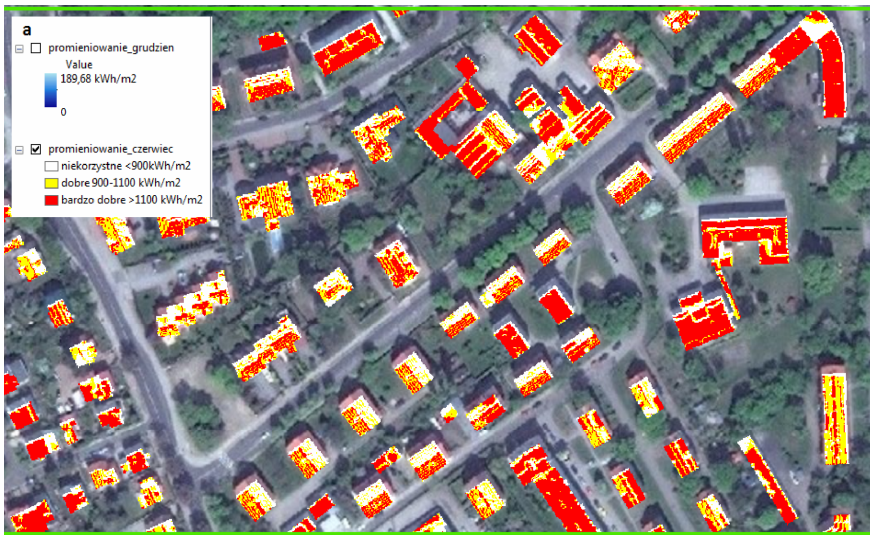
Rys. 11. Mapa potencjału solarnego dla fragmentu Zielonej Góry - zabudowa mieszana a) analiza dla czerwca 2014 r. [14]

Fig. 11. Map of the solar potential for a part of Zielona Góra – different types of buildings: a) analysis for June 2014 [14]



Rys. 12. Mapa potencjału solarnego dla fragmentu Zielonej Góry - zabudowa mieszana: b) analiza dla grudnia 2014 r. [14]

Fig. 12. Map of the solar potential for a part of Zielona Góra – different types of buildings: b) analysis for December 2014 [14]



Rys. 13. Mapa potencjału solarnego dla fragmentu Zielonej Góry - zabudowa jednorodzinna: a) analiza dla czerwca 2014 r. [14]

Fig. 13. Map of the solar potential for a part of Zielona Góra – detached houses: a) analysis for June 2014 [14]



Rys. 14. Mapa potencjału solarnego dla fragmentu Zielonej Góry - zabudowa jednorodzinna: b) analiza dla grudnia 2014 r. [14]

Fig. 14. Map of the solar potential for a part of Zielona Góra – detached houses: b) analysis for December 2014 [14]

5. Podsumowanie

Zastosowanie analiz nasłonecznienia w celu wykorzystania odnawialnych źródeł energii w gospodarce, podnosi świadomość społeczną dotyczącą konieczności tworzenia nowych rozwiązań i ich zastosowania w praktyce. Kataster słoneczny zbudowany na bazie numerycznego modelu pokrycia terenu oraz bazy danych obiektów topograficznych umożliwia pozyskanie przez użytkowników informacji na temat lepszego rozmieszczenia kolektorów i ogniw fotowoltaicznych na dachach budynków oraz pozwala na dokładniejsze prognozowanie ich wydajności. Wiele miast, zarówno na świecie jak i w Unii Europejskiej posiada już katastry słoneczne, a ich doświadczenia mogą i powinny posłużyć do budowy tego typu portali geoinformacyjnych również na obszarze naszego kraju. Warto podkreślić, że informacje pozyskane z geoportali słonecznych są dodatkowym atutem przy ocenie projektów i wniosków o specjalne dotacje proekologiczne na zakup i montaż ogniw fotowoltaicznych i paneli słonecznych.

Literatura

[1] Chwieduk D.: Dostępność promieniowania słonecznego do obudowy budynku zlokalizowanego w Polsce Centralnej, Polska Energetyka Słoneczna, nr 1-4/2008.

[2] Nowicki M.: Nadchodzi era Słońca, Wydawnictwo PWN SA, Warszawa 2012.

[3] Królikowski J.: Słoneczny kataster, Geodeta nr 1/2011, s. 9-12, Warszawa 2011.

[4] Praca zbiorowa: Podręcznik dla uczestników szkoleń z wykorzystaniem produktów LIDAR, Główny Urząd Geodezji i Kartografii, Warszawa 2014.

[5] Tytko R.: Urządzenia i systemy energetyki odnawialnej, Wydawnictwo i Drukarnia Towarzystwa Słowaków w Polsce, Kraków 2014.

[6] Oszczak W.: Kolektory słoneczne i fotoogniwa w Twoim domu, Wydawnictwo Komunikacji i Łączności, Warszawa 2012.

[7] Wawer M.: Słoneczny kataster, czyli mapa potencjału solarnego dla fragmentu miasta Bydgoszczy, Praca inżynierska, Kujawsko – Pomorska Szkoła Wyższa w Bydgoszczy, Bydgoszcz, 2014.

[8] www.gramwzielone.pl, dostęp: 18 marca 2015 r.

[9] www.re.jrc.ec.europa.eu/pvgis, dostęp: 18 marca 2015 r.

[10] www.gpm-kom8.de, dostęp: 18 marca 2015 r.

[11] www.businesslocationcenter.de, dostęp: 18 marca 2015 r.

[12] www.mapa.um.warszawa.pl, dostęp: 2 grudnia 2015 r.

[13] www.mapdwell.com/en/boston, dostęp: 18 marca 2015 r.

[14] oprogramowanie firmy Esri - ArcGIS for Desktop, ArcMap ver. 10.2.2

[15] www.mir.gov.pl, 18 marca 2015 r.

ATTEMPT TO PREPARE A SOLAR CADASTRE FOR THE TOWN OF ZIELONA GÓRA

S u m m a r y

The article presents possibilities of using data obtained by aerial laser scanning to make a portal containing detailed geographical information about building roofs on which photovoltaic cells could be installed. The article explains how selected geoportals containing data about solar cadastres work in Europe and in the other parts of the world. It also presents an attempt to prepare a solar cadastre (an insolation map) for a part of the town of Zielona Góra. For this purpose a numerical land cover model was used, presented in raster graphics, complemented with meteorological data obtained for the area under analysis as well as outlines of the ground levels of buildings as a component of the database of topographical objects.

Keywords: insolation map, numerical land cover model, geographical information portal.

Przesłano do redakcji:30.05.2015
Przyjęto do druku:10.01.2016

DOI: 10.7862/rb.2015.198

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (4/15), październik-grudzień 2015, s. 335-346

Imad MUALLA[2]
Borislav BELEV[1]

ANALYSIS, DESIGN AND APPLICATIONS OF ROTATIONAL FRICTION DAMPERS FOR SEISMIC PROTECTION

The paper introduces the basic types of damping devices and summarizes the benefits of implementing supplemental damping systems for seismic protection of buildings and other structures. A novel damper device based on the rotational friction hinge concept invented by the first author is described. The slip capacity of the device and its energy dissipation capacity can be easily increased by adding more layers of steel plates and friction pads. The experimental evaluation of the original damper unit was first carried out in DTU, Denmark under displacement and forcing frequency control. The friction pads were made from advanced material capable of sustaining up to 400 cycles without property degradation. In 2001, an international team including the authors conducted intensive research program on a three-storey building equipped with rotational friction dampers at the large-scale shake-table testing facility of the NCREE, Taiwan. The performance of the damped structure was examined for 14 cases of seismic input with peak ground acceleration (PGA) varying from 0.05g to 0.30g. The testing demonstrated the remarkable efficiency of the damping system for reducing the lateral displacements and interstorey drifts of the test building. Nonlinear time-history analyses were used for predicting the dynamic response of the structure and selecting adequate damper capacities. A few representative applications of RFDs for seismic protection of buildings and facilities in Europe and Japan are given which demonstrate the reliability of the devices and their most typical arrangements within new and existing structures. It is concluded that the displacement-dependent dampers such as friction and metallic are a powerful and non-expensive engineering tool for solving vibrational problems both in new and existing structures.

Keywords: seismic resistance, passive energy dissipation, supplemental damping systems, experimental testing, nonlinear analysis

[1] Author for correspondence: Borislav Belev, University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy, Sofia, 1 Hr. Smirnenski Blvd.Sofia 1046, Bulgaria, Ph. (+ 359 2) 963 52 45/336: e-mail: belev_fce@uacg.bg.

[2] Imad Mualla, CTO, Damptech, Brovej Building 118, DK-2800 Kgs. Lyngby, Denmark, ph. +45 45 25 17 25, e-mail: ihm@byg.dtu.dk.

1. Introduction

The conventional approach in earthquake-resistant design employs the structural ductility and related plastic deformations of structures under strong earthquakes for dissipating a major part of the seismic input energy. The seismic protection is a more advanced alternative approach which aims at reducing significantly or completely eliminating the ductility demand and related damage to the primary structural members. According to the classification of Soong and Dargush [6], three major structural protective systems could be employed for the purpose –seismic (base) isolation, passive energy dissipation, and semi-active/active control systems. Damper devices of different types could be used in any of these three options, but typically they are the key component of the passive energy dissipation systems (damping systems). Depending on the response of the dampers to imposed relative displacements and/or relative velocities at their ends, three major types of devices are available according to the classification of FEMA 273 [4]: (a) displacement-dependent devices (e.g. metallic dampers and friction dampers); (b) velocity-dependent dampers (fluid viscous dampers, solid visco-elastic dampers, etc.); and (c) other types (shape-memory alloys, self-centering devices, etc.). Comprehensive details of the energy-dissipation mechanism and mathematical modelling of these devices could be found elsewhere [4,5]. Chapter 15 of FEMA 450 [5] contains provisions for the design of structures with damping systems.

It is believed that the implementation of a supplemental damping adds a lot of merits and advantages. In new-built buildings and facilities it will improve the overall seismic performance in terms of reduced ductility demands, which implies less damage to structural and non-structural components and more economical design. While the ductility of the conventional structures is exhausted following a major earthquake, a building/facility with a properly designed damping system will better preserve its energy dissipation capacity and will not be vulnerable to the expected aftershocks. When applied to seismic upgrade of existing structures, the passive energy dissipation approach could be a viable and time-saving alternative to the conventional retrofit measures such as casting new RC shear walls, and an efficient engineering tool for correcting irregularities, suppressing torsional response, etc.

2. Description and features of the Rotational Friction Damper (RFD)

The original configuration of the rotational friction damper (RFD) consists of steel plates clamped together by a prestressed steel bolt to form a T-shaped device. In-between the steel plates circular friction pad discs made of high-tech composite material are inserted. In order to maintain a constant pressure at the friction interfaces several disc springs, external steel plates and hardened wash-

ers are used. The slip capacity of the device and its energy dissipation potential can be easily increased by adding more layers of steel plates and friction pads. The energy dissipation of the T-damper depends on the sliding moment Ms and the sliding rotation angle θ between the vertical and horizontal plates. The T-shaped device and its idealized moment-rotation relationship are shown in Fig. 1.

Complete description of the device and review of parameters influencing the dynamic response of structures with friction dampers along with discussion of efficiency criteria can be found in [1].

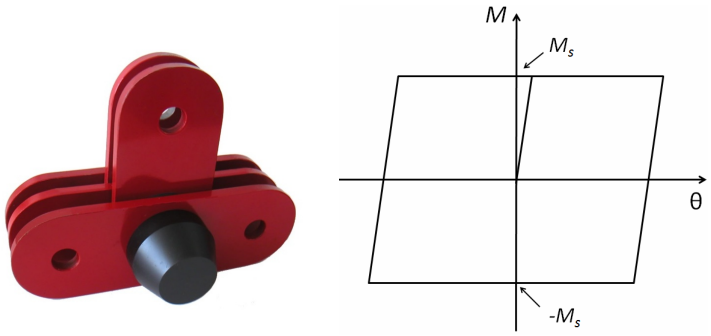


Fig. 1. Original T-shaped friction damper and its idealized moment-rotation relationship

Rys. 1. Oryginalny Teowy tłumik cierny i jego wyidealizowana zależność moment - obrót

The simplest installation of the device in a single storey frame is illustrated in Fig. 2. The vertical plates are connected to the girder by a pin connection. The horizontal plates are connected to the column bases by steel bracing members. If tension-only braces are used, a prestressing is needed to prevent them from buckling.

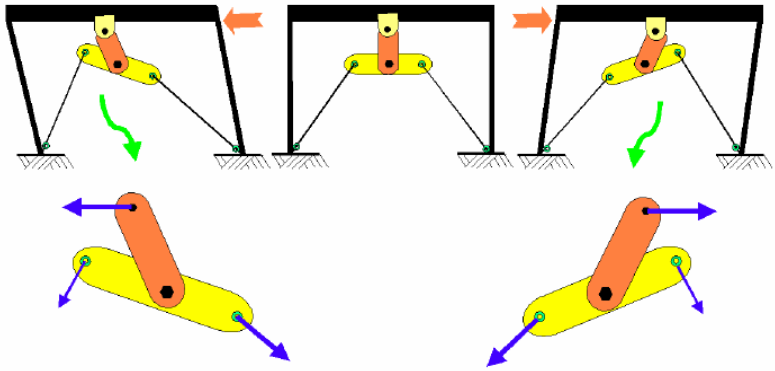


Fig. 2. Arrangement of T-shaped friction damper in a single-storey frame

Rys. 2. Układ Teowego tłumika ciernego w ramie jednokondygnacyjnej

Further development and commercial supply of RFDs with improved configurations and broad range of slip capacities are now provided by Damptech AS based in Technical University of Denmark (DTU). Fig. 3 displays one of the largest RFDs with slip capacity of 5000 kN during its cyclic testing in DTU lab.



Fig. 3. Testing of large capacity RFD in DTU lab

Rys. 3. Badania tłumika obrotowo-ciernego dużej mocy RFD w laboratorium DTU

The displacement-dependent dampers (metallic dampers, friction devices, etc.) are relatively cheap, durable and show well-defined (predictable) response so that the primary frame and brace members can be safely designed using capacity design procedures. However, their response is nonlinear which complicates the analysis. These dampers depending on their locations within the primary structure may be sensitive to temperature effects and long-term deformations (shrinkage, creep, etc.). The metallic dampers, in particular, may have potential low-fatigue problems, while some friction dampers may suffer from degradation of the contact surfaces and variation of the coefficient of friction over time.

3. Most significant results from experimental and numerical research on structures with RFDs

The experimental evaluation of a damper unit was first carried out in DTU under displacement and forcing frequency control. The friction pads were made from material capable of sustaining up to 400 cycles without property degradation. The damper was inserted in a 1/3 scale portal frame model through in-

verted-V brace and subjected to harmonic lateral loading applied at the girder end. This testing revealed that the device was almost frequency-independent within the 2-7 Hz range of forcing frequency and the amount of dissipated energy per cycle was proportional to the displacement amplitude. Those findings justify the use of the Coulomb law for friction modelling and imply that the RFD can be classified as displacement-dependent according to Chapter 9 of FEMA 273 [4].

In 2001, an international team including the authors conducted intensive research program on a three-storey building equipped with RFDs at the advanced large-scale shake-table testing facility of the NCREE, Taiwan. The test building was a steel moment-resisting frame structure with 3.0 m storey height and 4.5 m bay width in the direction of shaking (Fig. 4). The columns were fixed at their bases and the beam-to-column joints were fully welded. Due to the fact that the columns were bent about the weak axis of their cross section, the structure (without dampers and bracing) was relatively flexible in the direction of testing with estimated fundamental period of vibration $T_1 = 0.936$ s. Heavy concrete blocks were used to simulate the floor weights. The total mass of the building including the auxiliary base perimeter frame measured by weighing was 38.3 tons.



Fig. 4. Shake-table testing of steel structure equipped with RFDs in NCREE lab (Taipei, Taiwan)

Rys. 4. Badania na stole wibracyjnym stalowej konstrukcji wyposażonej w RFDs w laboratorium NERCE (Taipei, Tajwan)

It was decided to use several earthquake records of far-field and near-fault types from the 1940 Imperial Valley - El Centro (USA), 1995 Kobe (Japan) and 1999 Chi-chi (Taiwan) events. The performance of the damped structure was examined for 14 cases of seismic input with peak ground acceleration (PGA) varying from 0.05g to 0.30g. Several arrangements of the damper slip resistance along the height of the building were used but each arrangement was kept unchanged for a couple of tests of different intensity. For example, the Kobe Takatori record was first applied with PGA = 0.1g followed by consecutive shaking with PGA of 0.05g, 0.15g and 0.175g without readjusting the bolt clamping forces and device slip capacities. This was a kind of simulation of a series of quakes including aftershocks and could be also viewed upon as a possible situation in which damper parameters deviating from the design ones were introduced due to a mistake of the installing staff. None of the friction pads or other RFD components were damaged or replaced during the series of 14 tests.

The further tests with stronger ground shaking (PGA = 0.15g - 0.30g) demonstrated the remarkable efficiency of the damping system in reducing the lateral displacements and interstorey drifts of the test building by 70 to 80 %. More detailed information on the testing carried out in NCREE and its results can be found in [2] and [3].

Finite element models of the bare and friction-damped frames were created prior to the experimental program in order to support the planning of the shake-table test. The friction action of the RFD was conventionally modelled by non-linear spring with rigid-plastic moment-rotation relationship. At this stage the emphasis was placed on choosing adequate brace stiffness and damper slip capacities that would provide good performance under the records considered for seismic input. The major constraint was the requirement to limit the interstorey drifts up to 2 cm (1/150 of the storey height) in order to protect the test frame structure from plastic deformation and damage. An important indicator for the efficiency of the damping system in these preliminary analyses was the amount of energy dissipated in sliding friction as a percentage of the total input energy fed into the structure by the ground shaking. The modal damping ratios for the first and second modes of vibration were set to 1.5% and 0.5% respectively, as indicated by other researchers that had previously used the same test building. The experimentally obtained and predicted by nonlinear time-history analysis roof displacement histories are plotted in Fig. 5. Their comparison shows that good agreement between the measured and simulated response was achieved. However, this agreement was reached only after the effects of the beam-to-column joint semi-rigidity of the primary steel frames were included in the finite element model.

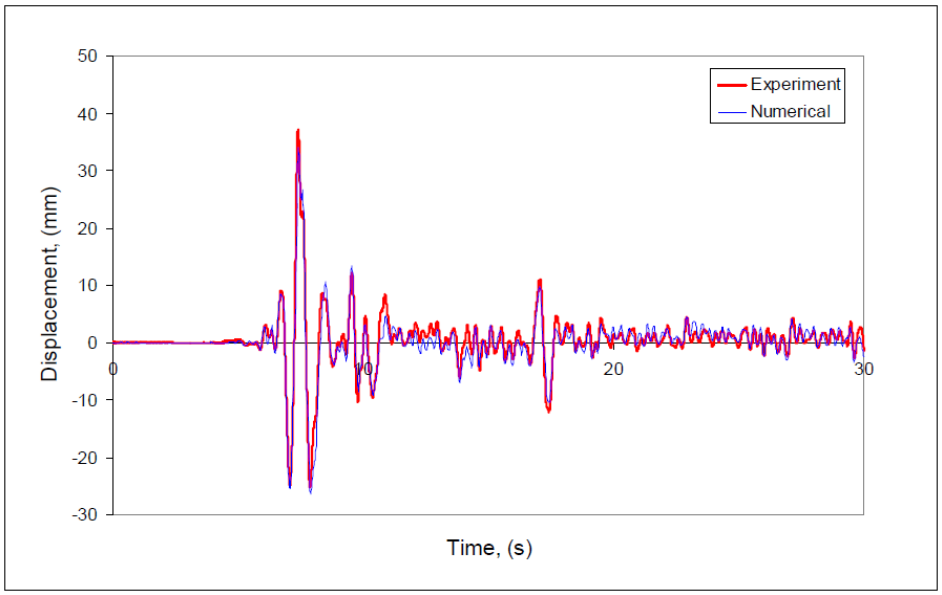


Fig. 5. Roof displacement histories for the damped frame under El Centro 0.20g seismic input

Rys. 5. Wykres przemieszczeń stropu ramy tłumionej poddanej działaniu obciążenia sejsmicznego El Centro 0.20g

Testing of damper units of various slip capacity has been systematically carried out prior to their shipment to the respective project sites in order to confirm the specified properties of the devices. A typical force-displacement relationship for a RFD with 100 kN slip capacity is shown in Fig. 6.

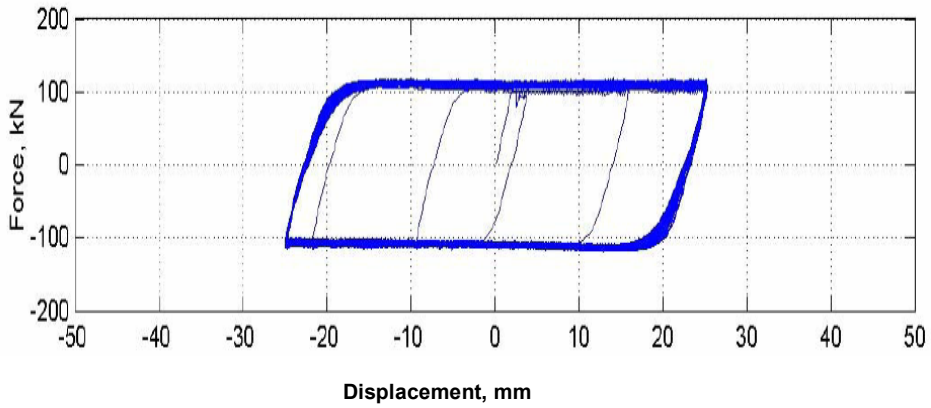


Fig. 6. Force-displacement response of a typical RFD under cyclic loading

Rys. 6. Odpowiedź siła – przemieszczenie typowego RFD poddanego obciążeniu cyklicznemu

4. Applications of RFDs for seismic protection of buildings and other structures

One of the first applications of the friction damper devices was in two old temple buildings with timber structure in Japan. Both temples had a soft basement and by adding dampers and bracings both stiffness and supplemental damping were added by the dampers. The first temple with RFD devices was the Yagurji Temple (Fig. 7).



Fig. 7. Installation of RFD devices in Japanese temple (according to [7])

Rys. 7. Zamontowane urządzenia RFD w Japońskiej świątyni (na podstawie [7])

The passive energy dissipation concept was implemented by the authors for the seismic protection of an industrial facility in Greece which had to be erected over an existing RC substructure. The design PGA for the site was 0.24g. The design objective was to reduce the design base shear to levels below 1120 kN, for which the supporting RC sub-structure was originally designed. Preliminary calculations indicated that a conventional steel structure with inverted-V braces was inappropriate due to the very high base shear (estimated to 3000 kN according to the local design code). The design solution involved RFDs of small slip capacity (50-60 kN per device), which resulted in total slip capacity per each major direction smaller than 600 kN. The initially designed chevron braces were modified in order to install pairs of V-shaped damper devices (Fig. 8).



Fig. 8. Steel structure of industrial facility with V-shaped friction dampers

Rys. 8. Konstrukcja stalowa obiektu przemysłowego z tłumikami ciernymi w kształcie litery V

The seismic response was evaluated by nonlinear time-history analyses using three sets of appropriately scaled ground acceleration histories. The results revealed that the columns experienced bending moments larger that initially estimated and in order to satisfy the resistance checks with the original cross sections of the steel members, higher steel grade was specified for the columns and the beams to which damper devices were attached.

Rotational Friction Dampers (supplied by Damptech of Denmark) have been also used in several base-isolated buildings. Seismic (base) isolation is a protection technique for buildings and other structures which reduces significantly the seismic energy input and related seismic shear forces and interstorey drifts. The first project where Damptech dampers were used in base isolation system was in a five-storey laboratory building in Japan (Fig. 9). For this project V-shaped friction dampers with high displacement capacity were fabricated and tested at DTU. Two other projects with base isolation system including Damptech dampers were a 12-storey apartment building in Tokyo and a 7-storey laboratory building in Yokohama.

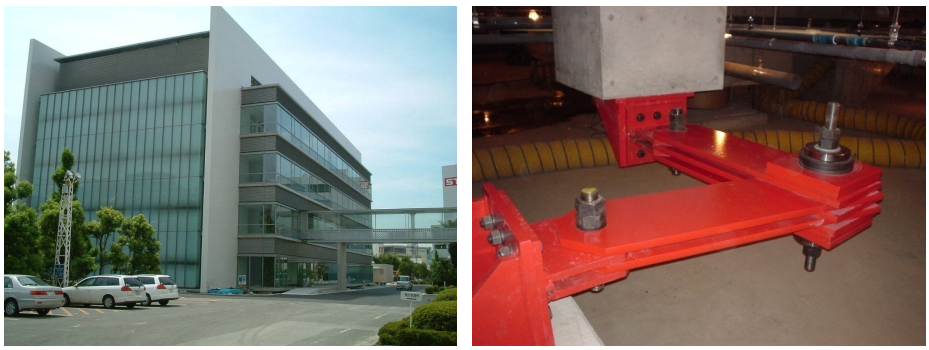


Fig. 9. Five-storey building in Japan with base isolation incorporating RFDs

Rys. 9. Pięciokondygnacyjny budynek w Japonii z izolacją podstaw słupów połączoną z RFDs

After the successful application of RFD devices for base isolation of low- and medium-rise buildings it was decided to use them in high-rise buildings, too. The first high-rise building equipped with Damptech dampers of base isolation type was a 44-storey residential tower in Osaka.

Dampers of large slip capacity were delivered to Takenaka Corp., one of largest Japanese construction companies, for the tallest building in Japan with a height of 300 m. The project was called "Abeno Harukas Building". According to the design layout the dampers were installed in combination with V-braces (Fig. 10). In order to reach the target slip capacity of 1500-2250 kN the dampers were designed with four friction joints and several layers of steel plates and friction pads. For the approval procedure device prototypes were tested both in DTU and Japanese test facilities (Fig. 11, left). The installation on site is shown in Fig. 11, right.

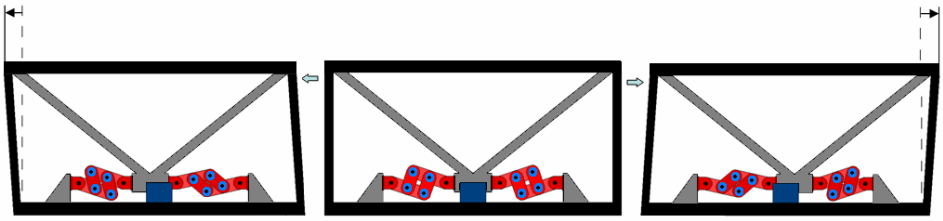


Fig. 10. Typical arrangement of RFDs in tallest building in Japan

Rys. 10. Typowy układ RFDs w najwyższym budynku w Japonii

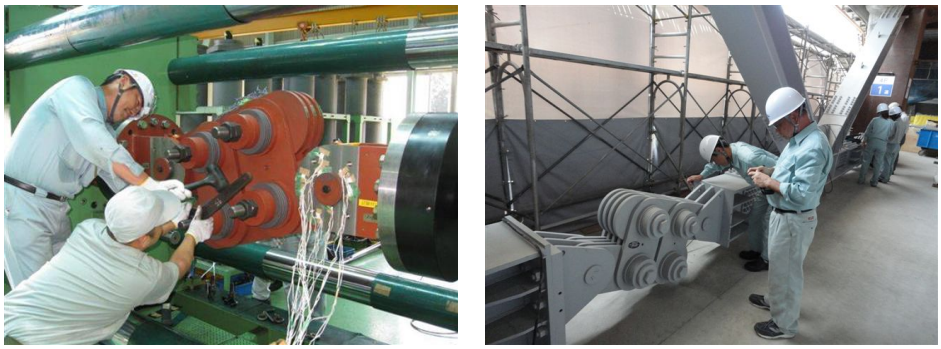


Fig. 11. Prototype test set-up (left) and completed installation of large capacity dampers in Japan (right)

Rys. 11. Badanie prototypu (po lewej) i pełna instalacja tłumików dużej mocy w Japonii (po prawej)

Other applications of RFDs include industrial facilities and power plants were they have been successfully used for reducing machine-induced vibrations. More information on the topic can be found in [7].

5. Conclusions

Based on the publications on passive energy dissipation (damping systems) for seismic protection and presented results of our own research and design, the following conclusions could be drawn:

- the passive damping systems are now a mature and reliable technology for seismic protection;
- the application of displacement-dependent damping devices (friction and metallic dampers) require increased analysis and design efforts but could be a powerful and non-expensive engineering tool for solving vibrational problems both in new and existing structures;
- the friction dampers such as RFDs offer certain advantages which could be fully exploited if a proper system of supporting members is provided;
- the rigorous full-scale testing at the shake table facility of NCREE, Taiwan proved the excellent capability of the proposed damping system to significantly reduce earthquake-induced building vibrations.
- the worldwide acceptance and numerous applications of the RFD concept are a stimulating recognition for the research and development activities carried out by the authors of this paper over the last fifteen years.

Bibliography

[1] Mualla I.H., Belev B. Performance of steel frames with a new friction damper device under earthquake excitation. Engineering Structures, vol. 24(3), pp. 365-371.

[2] Mualla I.H., Nielsen L.O., Belev B., Liao W.I., Loh C.H., Agrawal A. Performance of friction-damped frame structure: shaking table testing and numerical simulations. Proceedings of 7th US National Conference on Earthquake Engineering, Boston, USA, 2002, vol. I, pp. 287-294.

[3] Mualla I.H., Nielsen L.O., Belev B., Liao W.I., Loh C.H., Agrawal A. Numerical predictions of shaking table tests on a full-scale friction-damped structure. Proceedings of 12th European Conference on Earthquake Engineering, London, 2002. Elsevier, paper 190.

[4] NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA 273). FEMA, Washington D.C., 1997.

[5] NEHRP Recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures, 2003 Edition, (FEMA 450). FEMA, Washington D.C., 2004.

[6] Soong T.T., Dargush G.F. Passive energy dissipation systems in structural engineering. Wiley & Sons, 1997.

[7] http://www.damptech.com [access: 2 April 2015 r.]

ANALIZA, PROJEKTOWANIE I APLIKACJA OBROTOWO CIERNYCH TŁUMIKÓW DLA OCHRONY SEJSMICZNEJ

S t r e s z c z e n i e

W artykule przedstawiono podstawowe typy urządzeń tłumiących i podsumowano korzyści z zastosowania dodatkowych systemów tłumiących w celu sejsmicznej ochrony budynków i innych konstrukcji. Opisano nowatorskie urządzenie tłumiące, wymyślonego przez pierwszego autora, bazujące na koncepcji tarcia obrotowego w przegubie. Zdolność do poślizgu urządzenia i jego zdolność do dyssypacji energetycznej może być łatwo zwiększana przez dodawanie kolejnych warstw blach stalowych i podkładek ciernych. Doświadczalna ocena prototypu urządzenia tłumiącego, pod kątem przemieszczeń i częstości drgań wymuszonych, została przeprowadzona w DTU, w Danii. Podkładki cierne zostały wykonane z zaawansowanego technologicznie materiału zdolnego wytrzymać do 400 cykli obciążenia bez degradacji swoich właściwości. W 2001 roku międzynarodowy zespół, w skład którego wchodzili również autorzy, przeprowadził intensywny program badawczy na trzykondygnacyjnym budynku, wyposażonym w tłumiki obrotowo cierne na stole wibracyjnym dużej skali obiekcie testowym NCREE, na Tajwanie. Przygotowaną Konstrukcję z tłumikami badano dla 14 przypadków obciążeń sejsmicznych ze szczytowymi wartościami przyśpieszenie ziemi (PGA) w granicach 0.05 g do 0.30 g. Badania wykazały niezwykłą efektywność systemu tłumiącego w redukcji giętnych przemieszczeń i przesunięć międzykondygnacyjnych w badanym budynku. Do określenia odpowiedzi dynamicznej konstrukcji i dobrania odpowiedniej mocy tłumika zostały użyte nieliniowe analizy przebiegów czasowych. Zaprezentowano kilka przykładowych zastosowań RFDs w celu sejsmicznego zabezpieczenia budynków i obiektów w Europie i Japonii, wykazując niezawodność urządzeń i ich najbardziej typowe układy wewnątrz nowych i istniejących budynków. Na koniec stwierdzono, że tłumiki związane z przemieszczeniami takimi jak tarcie są potężnym i niedrogim narzędziem inżynierii dla rozwiązywania problemów drgań zarówno w nowych jak i istniejących konstrukcjach.

Keywords: nośność sejsmiczna, dyssypacja energii pasywnej, dodatkowy system tłumienia, badania doświadczalne, analiza nieliniowa

Przesłano do redakcji:30.05.2015
Przyjęto do druku:10.01.2016

DOI: 10.7862/rb.2015.199

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (4/15), październik-grudzień 2015, s. 347-356

Grzegorz OLENIACZ[1]
Izabela SKRZYPCZAK[2]
Lidia BUDA-OŻÓG[3]
Janusz KOGUT[4]

BADANIA PRZEMIESZCZEŃ STALOWYCH WIEŻ TELEKOMUNIKACYJNYCH O RÓŻNEJ KONSTRUKCJI TRZONU

Stan techniczny i bezpieczeństwo obiektów budowlanych zależy między innymi od określenia odchyłek geometrycznych całej konstrukcji oraz jej poszczególnych elementów i odniesienia ich do zdefiniowanych w zaleceniach normowych wartości dopuszczalnych. W artykule zaprezentowano badania przemieszczeń dla trzech wież telekomunikacyjnych o różnej konstrukcji, a otrzymane wartości porównano z zaleceniami normowymi. Graniczne wartości przemieszczeń zaproponowane przez PN-B-03204 są dla wszystkich analizowanych przypadków spełnione. Aktualna norma Eurokod 3 nie podaje wartości graniczny przemieszczeń wierzchołka, uzależniając je od zaleceń użytkownika. Użytkownik zobowiązany jest więc do przeprowadzenia rektyfikacji i spełnienia wymogów normowych. Otrzymane wyniki potwierdziły badania stalowych wież antenowych. Analizując otrzymane wyniki pomiarów przemieszczeń stwierdzono, że przy umiarkowanym nasłonecznieniu i braku wiatru przemieszczenia wierzchołkowego odcinka nie przekraczają wartości granicznych zalecanych dla tego typu konstrukcji, duże nasłonecznienie i temperatury przekraczające 30 stopni Celsjusza zwiększają przemieszczenia badanych konstrukcji, ponadto wieże stalowe o konstrukcji rurowej charakteryzują się małą odpornością na rozszerzalność termiczną.

Słowa kluczowe: wieże telekomunikacyjne, badania, pomiary, przemieszczenia

1. Wstęp

Pomiary przemieszczeń i odkształceń obiektów są niezwykle ważne w celu określenia trwałości i bezpieczeństwa techniczno-budowlanego oraz użytko-

[1] Autor do korespondencji: Grzegorz Oleniacz, Politechnika Rzeszowska, ul. Poznańska 2, 35-211 Rzeszów, oleniacz@prz.edu.pl
[2] Izabela Skrzypczak, Politechnika Rzeszowska, ul. Poznańska 2, 35-211 Rzeszów, izas@prz.edu.pl
[3] Lidia Buda-Ożóg, Politechnika Rzeszowska, ul. Poznańska 2, 35-211 Rzeszów, lida@prz.edu.pl
[4] Janusz Kogut, Politechnika Krakowska, ul. Warszawska 24, 30-155 Kraków, jkogut@pk.edu.pl

wego budowli inżynierskich. Stalowe wieże i maszty antenowe muszą spełnić nie tylko wymagania i zalecenia Instrukcji ER-01 „Eksploatacja wież i masztów" [1], ale również ze względu na swoją konstrukcję powinny być wykonane zgodnie z postanowieniami i zaleceniami odpowiednich norm branżowych w odniesieniu do konstrukcji stalowych [2,3], a ich odchyłki nie powinny przekraczać wartości granicznych podanych w tychże normatywach.

2. Normy branżowe oraz wymagania techniczne

Zasadnicze wymagania techniczne dotyczące terminów i sytuacji, w których należy dokonać badań diagnostycznych oraz zakres wymaganej analizy zostały określone w Instrukcji ER-01. Eksploatacja wież i masztów [1]. Zgodnie z tą instrukcją należy przeprowadzać:

- inspekcje podstawowe oraz okresowe,
- naprawy bieżące oraz główne,
- pomiary i regulacje oraz okresowe konserwacje.

Inspekcja podstawowa to kontrola wewnętrzna wykonywana jeden lub dwa razy w roku lub w trybie doraźnym w przypadku huraganowego wiatru. Natomiast inspekcja okresowa to kontrola zewnętrzna, której częstotliwość uzależniona jest od kategorii wieży (por. [1]).

Zgodnie z wytycznymi Instrukcji ER-01 [1] odchylenia osi trzonu wieży od pionu większe od L/750 zalicza się do wad zagrażających bezpieczeństwu konstrukcji i wymagającej niezwłocznej naprawy, zaś odchylenia większe od L/1000 do wad pogarszających stan konstrukcji, których naprawę należy wykonać w ciągu roku.

Wg zaleceń PN-B-03204:2002. Konstrukcje stalowe. Wieże i maszty. Projektowanie wykonanie [2] wartości graniczne odkształceń należy ograniczyć do wartości podanych przez użytkowników wieży w zależności od ich przeznaczenia. Jeżeli nie uzgodniono inaczej, to należy przyjmować następujące wartości graniczne:

- przemieszczenie wierzchołka wieży lub masztu nie większe niż 1/100 całkowitej wysokości,
- przemieszczenie węzłów masztu nie większe niż 1/100 odległości węzła od podstawy masztu,
- maksymalne ugięcie przęseł masztu od linii łączącej węzły nie większe niż 1/250 rozpiętości przęsła,
- ugięcie skratowania nie większe niż 1/200 długości pręta.

PN-EN 1993-3-1:2008 Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 3-1: Wieże, maszty i kominy - Wieże i maszty [3], w swoim załączniku B podaje, że kryteria użytkowalności tj. przemieszczenia i obroty są definiowane w specyfikacji projektowej przez zamawiającego i nie podaje granicznych wartości odniesienia.

Badania przemieszczeń metodami geodezyjnymi należy zaś wykonywać zgodnie z wymogami branżowymi w odniesieniu do prac geodezyjnych, a więc z:

- Instrukcją techniczną G-3. Geodezyjna obsługa inwestycji. Wyd. II Warszawa 1980 [4], oraz
- Rozporządzeniem Ministra Gospodarki Przestrzennej i Budownictwa z dnia 21 lutego 1995 r. w sprawie rodzaju i zakresu opracowań geodezyjno-kartograficznych oraz czynności geodezyjnych obowiązujących w budownictwie. Dz.U. nr 25 z dnia 13 marca 1995 r. poz. 133 [5].

3. Pomiary geodezyjne oraz charakterystyka badanych wież

3.1. Przeprowadzone badania

Przeprowadzone wielokrotne pomiary geodezyjne pozwalają wyznaczyć nie tylko wielkość przemieszczeń, ale również przebieg trajektorii przemieszczeń. W analizowanych przypadkach obserwacji podlegały nie tylko trzony wież antenowych, ale głównie ich wierzchołki. Dokonywano:

- pojedyncze kątowe wcięcia wprzód,
- pomiar bazy dalmierzem elektronicznym dwukrotnie w obu kierunkach,
- pomiar kątów w odstępach około 1,5 do 2 godzin, w jednej serii, w dwóch położeniach lunety, jednocześnie z obu końców bazy.

Przeprowadzone obliczenia obejmowały:

-wyznaczenie współrzędnych w układzie lokalnym, w przybliżeniu zorientowanym do kierunku północy,

-obliczenie średniego błędu wyznaczenia współrzędnych, przy założeniu średniego błędu długości bazy – d: $m_d=\pm 1{,}5$cm oraz średniego błędu pomiaru kątów – α i β: $m_\alpha=m_\beta=30^{cc}$ (we wzorze (1) błąd pomiaru kąta podaje się w mierze łukowej).

Do określenia błędu wyznaczenia współrzędnych wykorzystano wzór (1) zaproponowany przez T. Lazzarini [6]:

$$m_P^2 = \frac{d^2}{\sin^4(\alpha+\beta)}(\sin^2\beta \cdot m_\alpha^2 + \sin^2\alpha \cdot m_\beta^2) + \frac{\sin^2\beta \cdot m_d^2}{\sin^2(\alpha+\beta)} \quad (1)$$

3.2. Charakterystyka badanych wież

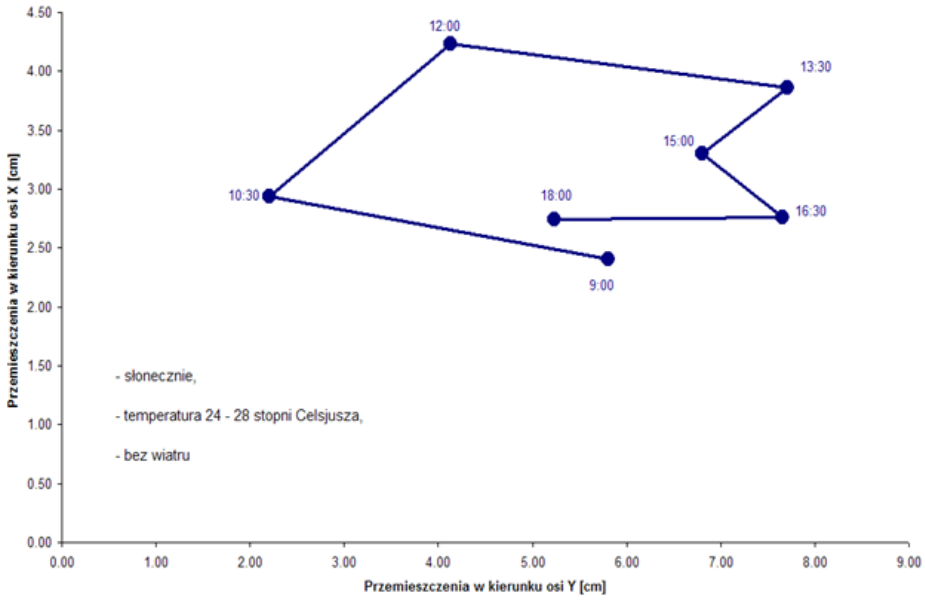
Przedmiotem badań były trzy wieże antenowe o różnej wysokości od 40 do 55m. Konstrukcje badanych wież przedstawiono na poniższych fotografiach i rysunkach, wraz z wynikami badań omówionymi w dalszej części:

- Wieża GSM nr 1:
  - konstrukcja stalowa, kratownicowa o podstawie kwadratu,
  - wysokość 50m.



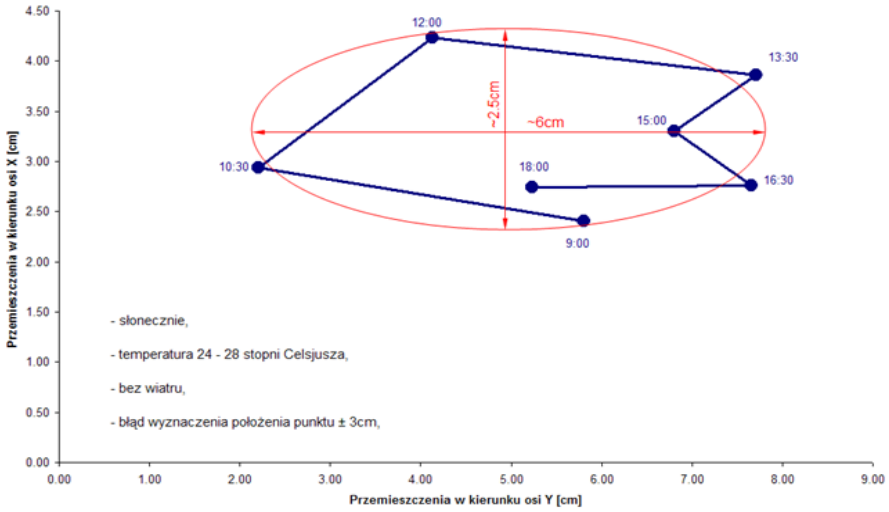
Rys. 1. Wieża GSM nr 1

Fig. 1. GSM telecommunication tower No.1



Rys. 2. Obliczone przemieszczenia wierzchołka wieży nr 1

Fig. 2. The displacements of the top as calculated for the tower No. 1



Rys. 3. Trajektoria przemieszczeń wierzchołka wieży nr 1

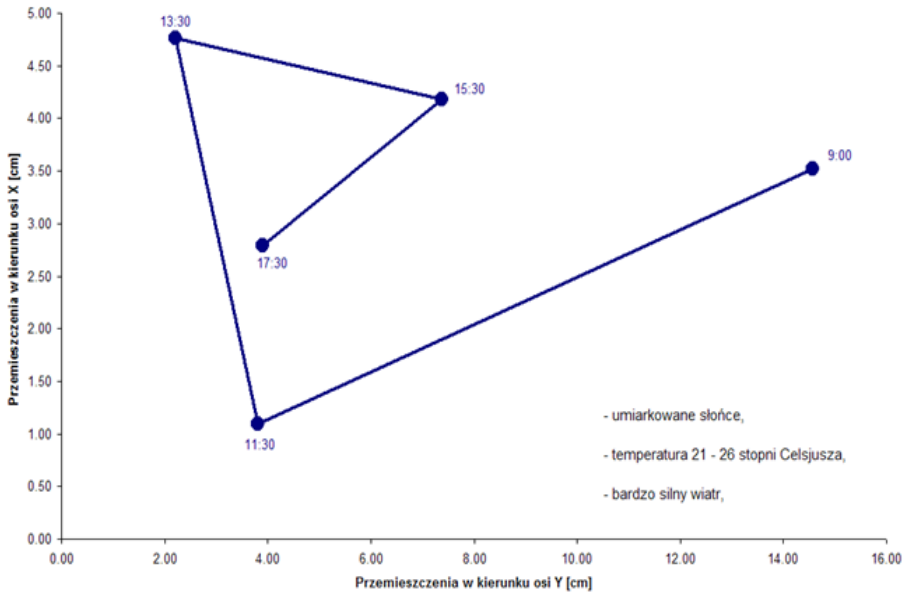
Fig. 3. Trajectory of the displacement of the top of tower No. 1

- Wieża GSM nr 2:
  - konstrukcja stalowa, kratownicowa o podstawie trójkąta,
  - wysokość 55m.



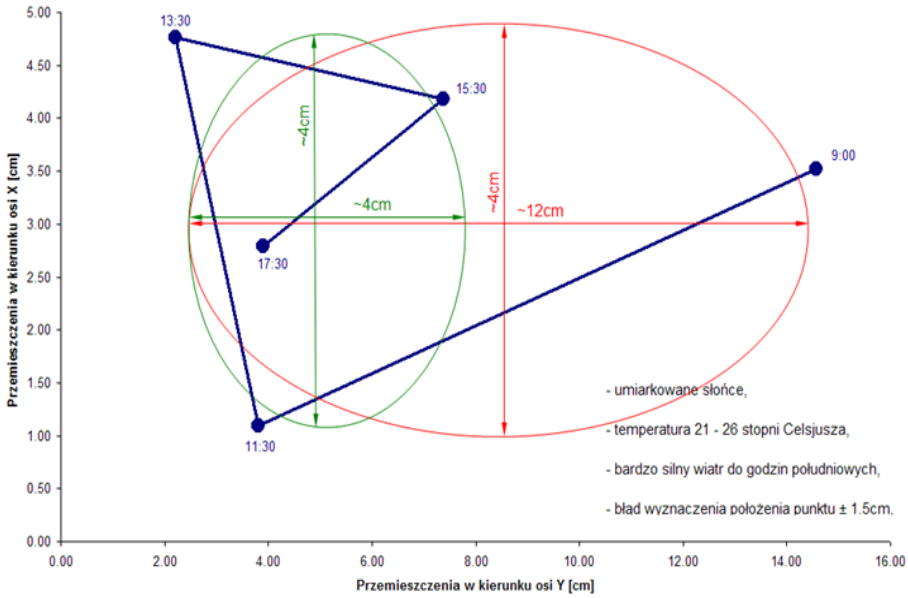
Rys. 4. Wieża GSM nr 2

Fig. 4. GSM telecommunication Tower No. 2



Rys. 5. Obliczone przemieszczenia wierzchołka wieży nr 2

Fig. 5. The displacements of the top as calculated for the tower No. 2



Rys. 6. Trajektoria przemieszczeń wierzchołka wieży nr 2

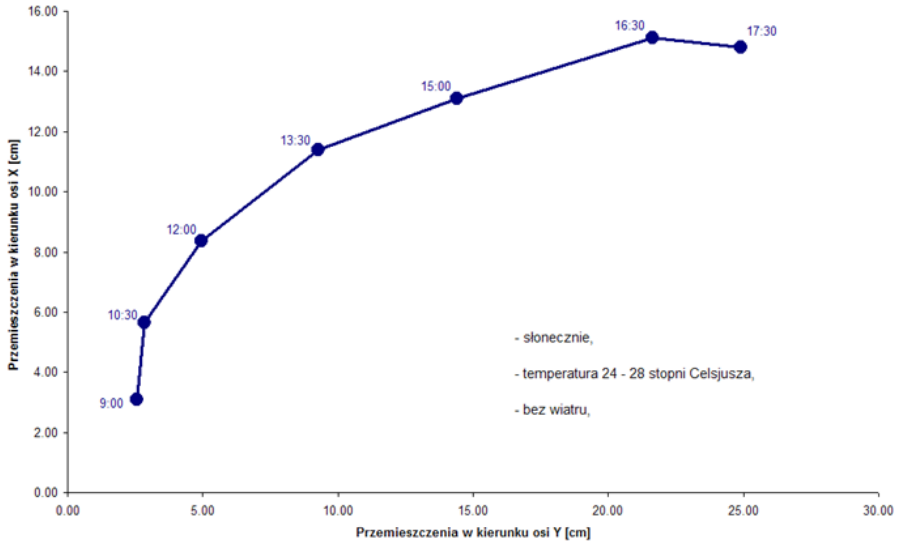
Fig. 6. Trajectory of the displacement of the top of tower No. 2

- Wieża GSM nr 3:
  - konstrukcja stalowa o konstrukcji rurowej,
  - wysokość 40m.



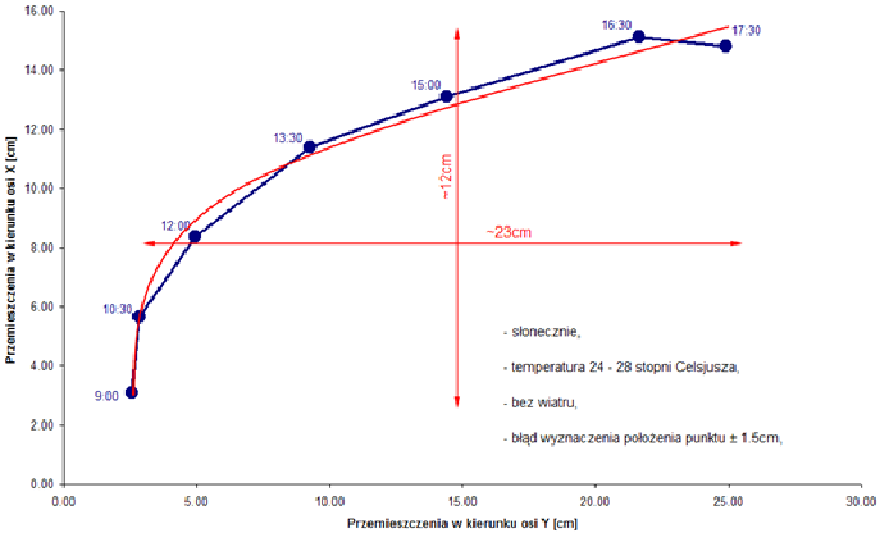
Rys. 7. Wieża GSM nr 3

Fig. 7. GSM telecommunication Tower No. 3



Rys. 8. Obliczone przemieszczenia wierzchołka wieży nr 3

Fig. 8. The displacements of the top as calculated for the tower No. 3



Rys. 9. Trajektoria przemieszczeń wierzchołka wieży nr 3

Fig. 9. Trajectory of the displacement of the top of tower No. 3

Tabela 1. Pomiar wychyleń wierzchołkowego odcinka wież

Table 1. The measurements of deflection of the tip section of the analysed towers

Wieża numer	Wysokość Konstrukcyjna [m]	Wypadkowa przemieszczenia wierzchołka wieży [mm]	Obliczone wartości wychylenia wypadkowego [mm]	Wartości dopuszczalne wychylenia [mm]	
				PN-B-03204: L/100	Instrukcja ER-01 L/1000
1	50	65	32	500	50
2	55	56 [126*]	28	550	55
3	40	173	86	400	40
* - nagły powiew silnego wiatru					

Pomierzone wychylenia wierzchołkowego odcinka przekraczają normowe wartości dopuszczalne zalecane przez Instrukcję ER-01 (por. Tab. 1). Graniczne wartości przemieszczeń zaproponowane przez PN-B-03204 są dla wszystkich analizowanych przypadków całkowicie spełnione. Aktualnie zalecana norma Eurokod 3 nie podaje wartości granicznych przemieszczeń wierzchołka, uzależniając je od wymagań użytkownika wieży.

Użytkownik zobowiązany jest więc do przeprowadzenia rektyfikacji i spełnienia wymogów normowych. Otrzymane wyniki potwierdziły badania przeprowadzone przez B. Wichtowskiego w odniesieniu do stalowych wież antenowych (por. [7]).

4. Uwagi końcowe

Analizując otrzymane wyniki pomiarów przemieszczeń można stwierdzić, że:

- przy umiarkowanym nasłonecznieniu i braku wiatru przemieszczenia wierzchołkowego odcinka wież nie przekraczają wartości granicznych zalecanych dla tego typu konstrukcji,
- duże nasłonecznienie i temperatury przekraczające 30 stopni Celsjusza zwiększają przemieszczenia badanych konstrukcji,
- wieże stalowe o konstrukcji rurowej charakteryzują się małą odpornością na rozszerzalność termiczną (małą bezwładnością termiczną).

Literatura

[1] Instrukcja ER-01. Eksploatacja wież i masztów. Załącznik do zarządzenia nr 31 Prezesa Zarządu TP S.A. z dnia 30.06.1994, W-wa 1994
[2] PN-B-03204:2002. Konstrukcje stalowe. Wieże i maszty. Projektowanie wykonanie.
[3] PN-EN 1993-3-1:2008 Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 3-1: Wieże, maszty i kominy. Wieże i maszty.
[4] Prawo geodezyjne i kartograficzne. DzU z dnia 21 listopada 2000 r. nr 100. Poz. 1086. Obwieszczenie Ministra Rozwoju Regionalnego i Budownictwa z dnia 24 października 2000 r. w sprawie ogłoszenia jednolitego tekstu ustawy – Prawo geodezyjne i kartograficzne.
[5] Rozporządzenie Ministra Gospodarki Przestrzennej i Budownictwa z dnia 21 lutego 1995 r. w sprawie rodzaju i zakresu opracowań geodezyjno-kartograficznych oraz czynności geodezyjnych obowiązujących w budownictwie. DzU nr 25 z dnia 13 marca 1995 r. poz. 133.
[6] Lazzarini T.: Geodezja, Geodezyjna osnowa szczegółowa, PPWK, Warszawa 1990
[7] Wichtowski B.: Rektyfikacja stalowych wież antenowych na podstawie inspekcji okresowych, XXIII KN-T, Awarie budowlane 2007, Szczecin-Międzyzdroje 23-26 maja 2007, str. 665-672

SURVEYING OF THE DISPLACEMENTS OF TELECOMMUNICATION STEEL TOWERS OF VARIOUS STRUCTURAL DESIGN

S u m m a r y

Technical conditions and the safety of steel structures depends, among other things, on determination of the geometrical deflections of the whole structure and its individual elements, and relate them to the values defined by the code limits. The paper presents the measurement of displacements for three selected telecommunication towers of various structural design. The results of survey are compared with those provided by the relevant codes. The limit values of displacements proposed by the PN-B-03204 are in all analyzed cases fulfilled. Currently, the recommended standard Eurocode 3 does not specify a limit value of displacements for the top of masts and towers. It makes them dependent on the recommendations of the tower user. The user is therefore obliged to carry out rectification and meet the requirements of code.

The analysis of the displacement measurements showed that: with a moderate sun exposure and no wind, the displacement of the tip section of the towers do not exceed the limit values recommended for this type of steel structures, a significant sun exposure and temperatures exceeding 30 degrees of centigrade increase the displacement of the surveyed steel structures, and finally tubular steel towers have a low resistance to the thermal expansion.

Keywords: telecommunication steel towers, survey, displacements

Przesłano do redakcji:30.05.2015
Przyjęto do druku:10.01.2016

DOI: 10.7862/rb.2015.200

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (4/15), październik-grudzień 2015, s. 357-367

Krzysztof OSTROWSKI[1]
Aleksander KOZŁOWSKI[2]

HIERARCHICAL VALIDATION OF FEM MODELS OF BOLTED JOINTS

The results of multistage hierarchical validation of the advanced FEM models used to define rotation capacity of steel joints have been presented in the paper. Validation process has been carried out for different models with various level of complexity. Comparative analysis of the FEM models has been conducted in relation to results of own laboratory tests. Developed methodology of formation material characteristic was a base for further analysis of advanced models of end plate beam-to- column connections of in the area of forecasting rotation capacity of the joint and the whole M-ϕ curve.

Keywords: validation of FEM models, material characteristic, Ramberg-Osgood's function

1. Introduction

Finite Element Method (FEM) is a very useful tool for the static-strength analysis of complex structural systems. One of the main condition to obtain actual and reliable results of FEM is to apply proper strain-stress material characteristics.

The first trial which described analytically strain-stress relationship of steel material was proposed by Walter Ramberg and William Osgood in 1941. Their assumption was based on the previous work of Nadai from 1939. After some modifications done by Rasmussen [1], full range of $\sigma-\varepsilon$ curve is available. Nonlinear material behavior described by Ramberg – Osgood function found application in stainless steel codes, like EN 1993-1-4, USA code ASCE, Australians code AS/NZS 4673 and South Africa code SABS. Nowadays research is conducted to implement it also to carbon steel codes.

[1] Author for correspondence: Krzysztof Ostrowski, MTA Engineering Sp. z o. o., ul. Poniatowskiego 14, 35-026 Rzeszow, +48 609 774 850, krzysztof.ostrowski@mta-online.net

[2] Aleksander Kozłowski, Rzeszow University of Technology, ul. Poznanska 2, 35-959 Rzeszow, kozlowsk@prz.edu.pl

Following rapid development of computers power, which took place in last twenty years, FEM becomes nowadays very popular and available tool allowing recognizing complex processes in investigated objects. Results of FEM can be considered as satisfactory if they are complying with results from experimental tests. To obtain this, it is necessary to calibrate FEM models. Best way to calibrate FEM models is to conduct hierarchical validation, by comparison their results to laboratory tests results. The main criterion used in validation process is the ratio of fitting σ–ε curve obtained from experiment with this one obtained from FEM analysis.

As an example of validation of FEM model can be mentioned research done by Girao [2], in which 32 T-stubs were experimentally investigated. Bolts of grade 8.8 and 10.9, and steel grades S355 and S690 were used. Obtained material characteristics were applied in comparison to FEM results and were used in further research [3]. Also Beg, Zupancic and Vayas [4] conducted advanced research using FEM which aimed in assessment of rotation capacity of beam-to-column end - plate bolted joints. Firstly they experimentally tested tensile T-stubs made of HEA 260 and HEB 200 profiles, and then, after calibration of FEM model, used it to investigate joint loaded by bending moment.

2. Theoretical basis of material characteristics

According to Appendix C of code [5], the following material models can be used:

a) elastic-plastic without strain hardening,
b) elastic-plastic with a pseudo strain hardening,
c) elastic-plastic with linear strain hardening,
d) true stress-strain curve calculated from a technical stress-strain curve.

Material characteristics which can be applied in FEM analysis are depicted in Fig. 1. The first three models represent conservative attempt and are used rather in material engineering research. Material characteristics which do not possess logarithmic strain lead to results there allowable stress and/or strain are reached earlier in the analysis. Only one characteristic which fulfills actual deformation of investigated system is stress-strain curve shown in Fig. 1d. Curve 2 is so called engineering curve referred to initial cross section of tension member A_0, while curve 1 is related to real, actual cross section A, what presents actual stress.

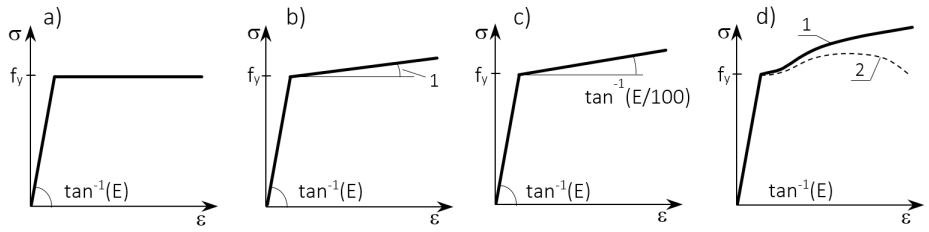


Fig. 1. Models of steel characteristics included in PN-EN 1993-1-5

Rys. 1. Modele charakterystyki stali zawarte w PN-EN 1993-1-5

Stress-strain relationship for small strains is described by standard Ramberg – Osgood function:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E_0} + 0{,}002\left(\frac{\sigma}{\sigma_{0.2}}\right)^n \text{ for } \sigma \le \sigma_{0.2}\,. \tag{1}$$

Value of strain $\varepsilon_{0.2}$=0,2% is achieved for stresses by which non-linear behavior starts (Fig. 2a). Rasmussen [1] made modification of equation (1) to the form presented by eq. (2):

$$\overline{\varepsilon} = \frac{\overline{\sigma}}{E_0} + \overline{\varepsilon}_{u_p}\left(\frac{\overline{\sigma}}{\overline{\sigma}_u}\right)^m \quad \text{for } \sigma \ge \sigma_{0.2}\,, \tag{2}$$

where: $\overline{\varepsilon}$ and $\overline{\sigma}$ are modified values of strain and stress given by:

$$\overline{\varepsilon} = \varepsilon - \varepsilon_{0.2}\,, \tag{3}$$

$$\overline{\sigma} = \sigma - \sigma_{0.2}\,. \tag{4}$$

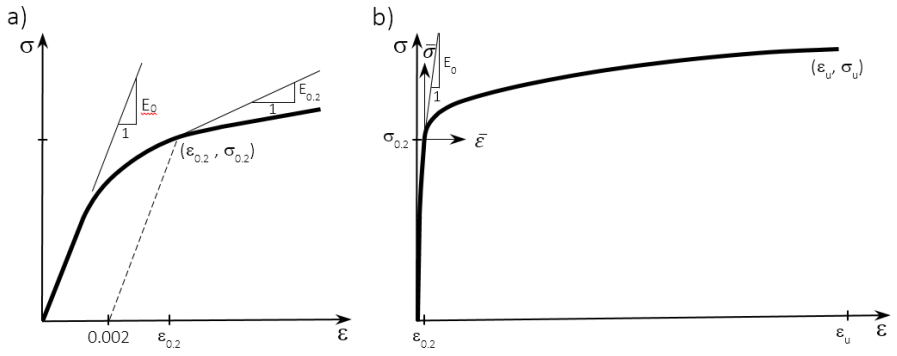


Fig. 2. Strain-stress curve: a) initial stage, b) full characteristics [5]

Rys. 2. Krzywa naprężenie-odkształcenie: a) stan początkowy, b) pełna charakterystyka [5]

Exponent "m" is described by following relation:

$$m = 1 + 3{,}5\frac{\sigma_{0.2}}{\sigma_u}. \tag{5}$$

After substituting eq. (3) and (4) to (2) full range of strain-stress relationship is reached in the form:

$$\varepsilon = \begin{cases} \dfrac{\sigma}{E_0} + 0.002\left(\dfrac{\sigma}{\sigma_{0.2}}\right)^n & \text{for } \sigma < \sigma_{0.2} \\ \dfrac{\sigma - \sigma_{0.2}}{E_{0.2}} + \varepsilon_u\left(\dfrac{\sigma - \sigma_{0.2}}{\sigma_u - \sigma_{0.2}}\right)^m + \varepsilon_{0.2} & \text{for } \sigma > \sigma_{0.2} \end{cases}. \tag{6}$$

Equation (6) in slightly changed form was included in code [6] for stainless steel. Depending on required precision of calculation and expected range of strains, following three attempts in material modeling are used:

a) Strain-stress curve with strain hardening:

$$\varepsilon = \begin{cases} \dfrac{\sigma}{E} + 0{,}002\left(\dfrac{\sigma}{f_y}\right)^n & \text{for } \sigma < f_y \\ 0{,}002 + \dfrac{f_y}{E} + \dfrac{\sigma - f_y}{E_y} + \varepsilon_u\left(\dfrac{\sigma - f_y}{f_u - f_y}\right)^m & \text{for } f_y < \sigma < f_u \end{cases}, \tag{7}$$

where: n –coefficient done by formula:

$$n = \frac{\ln(20)}{\ln\left(\dfrac{f_y}{R_{p0,01}}\right)}, \tag{8}$$

$R_{p0,01}$ – field point by 0,01 % strain,
E_y – secant modulus referred to yield point:

$$E_y = \frac{E}{1 + 0{,}002 \cdot n \cdot \dfrac{E}{f_y}}, \tag{9}$$

ε_u – ultimate strain referred to ultimate stress, given by:

$$\varepsilon_u = 1 - \frac{f_y}{f_u} \text{ but } \varepsilon_u \le A, \tag{10}$$

A – strain by rapture
m – coefficient as in (5), but in the form:

$$m = 1 + 3{,}5\frac{f_y}{f_u}. \tag{11}$$

b) Strain-stress curve as in a) but based on measured data,
c) Actual strain-stress based on engineering measures:

$$\sigma_{true} = \sigma(1+\varepsilon), \tag{12}$$

$$\varepsilon_{true} = \ln(1+\varepsilon). \tag{13}$$

3. FEM model description

Finite Element Method assumes division of geometrical continuum for finite elements. Type of finite elements depends on geometry of analyzed object and adequateness application. Advanced FEM programs possess possibility to use: beam elements (one dimensional), two-dimensional elements (shells and membrane) and three dimensional elements (solids). To multi stage hierarchical validation two-dimensional (2D) and three-dimensional (3D) elements were used.

Bolts grade 10.9 (ISO 4014) and steel grades S235 and S355 were applied in FEM models. Multi-linear elastic-plastic material model was used. Contact surface between individual joint elements has been modeled as non-linear with friction coefficient μ=0.2.

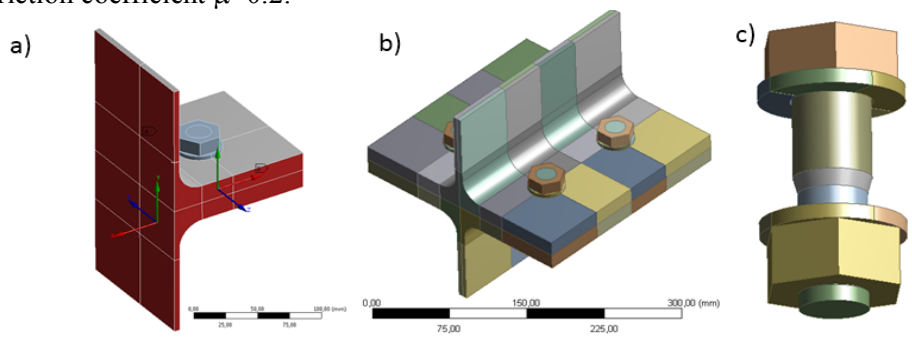


Fig. 3. FEM model used in third stage of validation: a) symmetry surfaces, b) T-stub model, c) bolt model

Rys. 3. Model MES użyty w trzecim stadium walidacji: a) powierzchnie symetrii, b) model króćca teowego, c) model śruby

Contact surfaces were introduced in the zones of contact between: end plates, washer-end plate, washer-nut, washer-head of the bolt (Fig. 4c). Additional, radial surfaces between bolt hole and bolt shank and thread were introduced in the model (Fig. 4a).

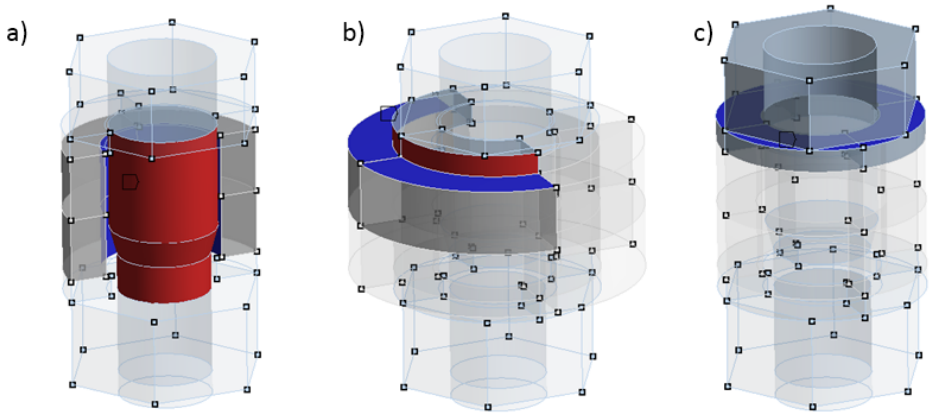


Fig. 4. Contact surface: a) radial contact bolt - end plate - column, b) anti-slip contact washer-end plate, c) contact washer-bolt head

Rys. 4. Powierzchnie styku: a) obwodowy styk śruba – blacha czołowa – słup, b) antypoślizgowy styk podkładka – blach czołowa, c) styk podkładka – łeb śruby

The last of mentioned contacts was applied to create boundary conditions to support bolt that rest on inner surface of the plate's hole caused by large joint gap. A specific type of contact surface which has been introduced into the FEM model is shown in Fig. 4b. In the initial stage of joint deformation, side surface of the washer and upper surface of the plate have no contact, but with large gap in the joint they interact between them, and plate surface is the support for the washer. Introducing such contact surface is dictated by possible occurrence of non-coinciding the FEM model caused by penetrating objects. The FEM analysis of the hierarchical validation was performed with the used of ANSYS software.

4. Stages of hierarchical validation

4.1. First stage – tensile test of steel and bolts

In FEM analysis material characteristics elaborated on the basis of experimental tensile coupon test were applied (Fig. 6). Tests were conducted in the Faculty Laboratory of Structure Investigation of WBIŚiA Rzeszow University of Technology. Measure of validation was comparison of experimental coupon test of S 235 and S355 steel and 10.9 grade bolts with the results

of FEM analysis of samples models. Calibration process was performed by modification of σ–ε curve to such extend to reach acceptable level of conformity.

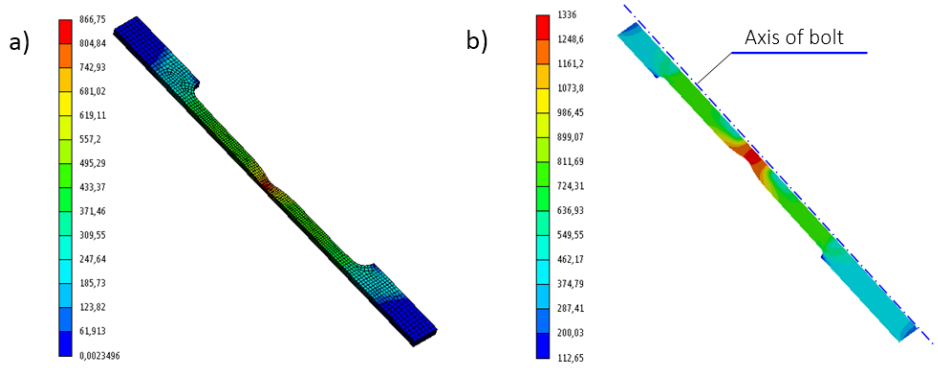


Fig. 5. FEM results: a) steel S235 (3D analysis), b) 10.9 bolt (2D analysis, radial symmetry)

Rys. 5. Rezultaty MES: a) stal S235 (analiza przestrzenna), b) śruba kl. 10.9 (analiza płaska, symetria osiowa)

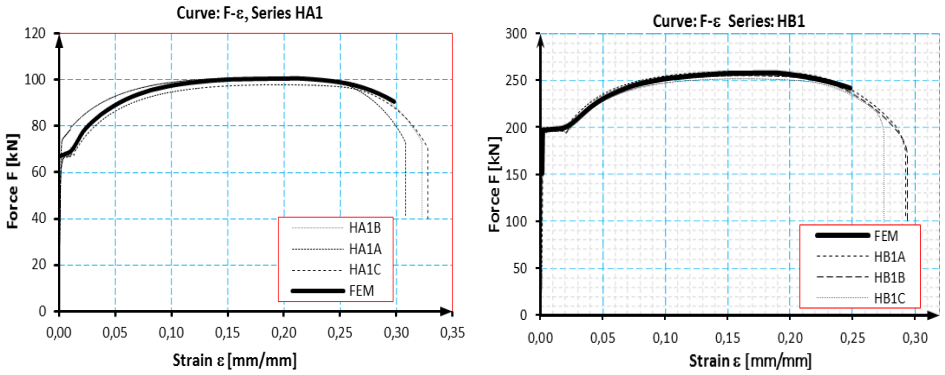


Fig. 6. Results of comparison analysis: a) steel samples S235 (3D analysis), b) steel S355 (3D analysis)

Rys. 6. Porównanie wyników analiz: a) stal próbek S235 (analiza przestrzenna), b) stal S355 (analiza przestrzenna)

In the frame of the first stage of validation 12 samples of steel material and 3 for bolts were experimentally investigated according to [7] and [8].

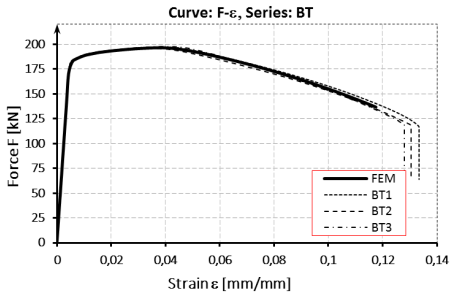


Fig. 7. Results of comparison analysis for I stage of validation of bolt 10.9 grade (2D analysis)

Rys. 7. Porównanie wyników analiz dla I stadium walidacji śrub klasy 10.9 (analiza płaska)

FEM analysis of bolts was conducted using 3D model with radial symmetry about central axis of the sample.

For steel samples 3D models with double symmetry were applied. Fig. 5 depicted maps of stress: for steel material (Fig. 5a), and for bolt (Fig. 5b). Maximum values of ultimate forces obtained in laboratory tests were: BT1 - $F_{max,1}$= 197,05 kN, BT2 - $F_{max,2}$ =195,44 kN, BT3 - $F_{max,3}$ = 197,38 kN. Value of maximum ultimate force obtained in FEM analysis was F_{FEM} = 195,49 kN. It can be concluded that obtained results are in good correlation.

4.2. Second stage of validation – tensile assembly: bolt-washer-nut

In the second stage of validation (Fig. 8) eleven samples of assembly bolt-washer-nut were experimentally investigated in tension. Results of comparison analysis are shown in Fig. 9.



Fig. 8. Tensile test of bolt-washer-nut assembly (ISO 4014)

Rys. 8. Badanie na rozciąganie zestawu łącznikowego śruba – podkładki - nakrętka (ISO 4014)

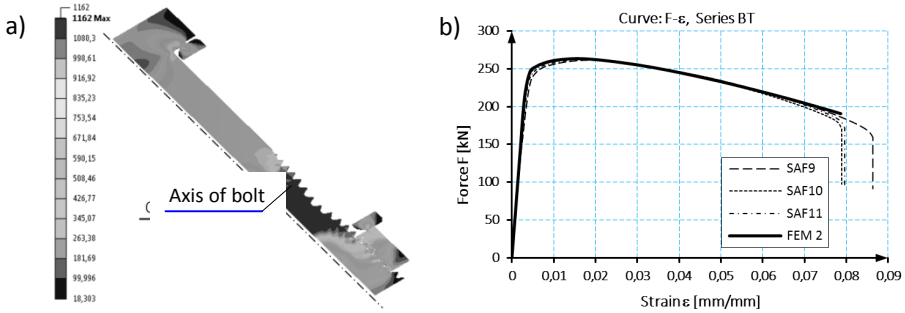


Fig. 9. Results of FEM analysis of II stage of validation; a) stress maps in the bolt, b) comparison of FEM results to test results

Rys. 9. Wyniki analizy MES II stadium walidacji; a) mapa naprężeń w śrubie, b) porównanie wyników otrzymanych z modelu MES i z badań doświadczalnych

Maximum values of ultimate forces obtained in laboratory tests were for samples: SAF9 = 261,59 kN, SAF10 = 263,18 kN, SAF11 = 262,81 kN and are very close to obtained in FEM analysis F_{FEM} = 263,66 kN.

4.3. Third stage of validation – T-stubs in tension

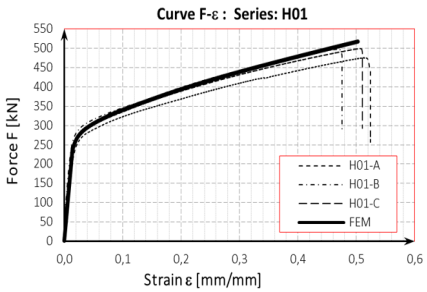
In the third stage of validation the following T-stubs were experimentally tested:

- series H01 – T-stub of profile HEA 240, steel: S235,
- series B01 – T-stub of profile HEB 240, steel: S355,
- series SP01 – welded T-stub: end plate 20 mm, steel S355,
- series SP02 – welded T-stub: end plate 12 mm, steel S235.

In numerical models of tested objects actual geometry projection based on exact measurement of the elements subjected to tensile test has been applied. During the measurement significant rolling deviations of the profiles have been found. Deviations dispersion in thickness of the flanges for HEB 240 (series B01) was in the range 16,35 ÷ 17,84 mm and it was the highest from all tested series. Finally, in the FEM models average value of flange thickness in relation to measurements points in area of section radius by the web were used.

Fig. 10 shows results from 3rd stage of validation. Minor discrepancy in results for tested type B01 has been found, in area of initial stage of loading the joint. The curve obtained in tested H01 type (Fig. 10a) is characterizing by relatively good matching both initial stage of loading and stage just before destruction.

a)



b)

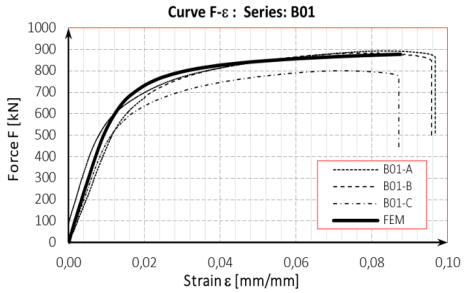


Fig. 10. Results from comparative analysis FEM III stage of validation a) Series H01 (HEA 240), b) Series B01 (HEB 240)

Rys. 10. Wyniki analizy porównawczej MES III stadium walidacji; a) serie H01 (HEA 240), b) serie B01 (HEB 240)

5. Conclusions

The main condition to get reliable results from FEM analysis of bolted beam-to-column connections is to implement material characteristics obtained as a result of multi-stage process of FEM model hierarchical validation.

The analysis of comparative charts of each stages of validation show that impact of geometrical imperfection has significant influence on projection of results from laboratory tests and ones obtained by FEM analysis. The highest discrepancies have been found in 3nd stage of validation in analysis of B01 series T-stubs (profiles HEB 240). This was caused by rolling deviations of profiles of tested end-plate connection. Different thickness of the flange on whole connecting surface causing undervalue initial stiffness $S_{j,ini}$ in comparison to stiffness obtained in FEM analysis. Material characteristic obtained in 1st stage of validation allows achieving appropriate match with response curve (F-ε) in comparison to laboratory results, but in case of use this characteristic in 3rd stage of validation there is needed to modify material characteristic in area of boundary material deformation to improve the convergence of results.

The results of the multistage hierarchical validation of FEM models carried out in this article may be used in the future for determination of joints rotation capacity in the full range of their deformability.

Bibliography

[1] Rasmussen K.J.R.: Full-range stress–strain curves for stainless steel alloys. Journal of Constructional Steel Research59 (2003) 47–61.

[2] Girao Coelho A.M., Bijlaard F., Gresnigt N., Silva L.: Experimental assessment of the behavior of bolted T-stub connections made up of welded plates. Journal of Constructional Steel Research 60 (2004) 269-311.

[3] Girao Coelho A. M., Silva L., Bijlaard F.: Finite-Element Modeling of the Nonlinear Behavior of Bolted T-Stubs Connections. Journal of Structural Engineering, 2006.132:918-928.
[4] Beg D., Zupancic E., Vayas I.: On the rotation capacity of moment connections. Journal of Constructional Steel Research 60 (2004) 601-620
[5] EN 1993-1-5 Eurocode 3: Design of steel structures, Part 1.5: Plated structural elements.
[6] EN 1993-1-4 Eurocode 3: Design of steel structures, Part 1.4: General rules, Supplementary Rules for Stainless steels.
[7] ISO 6892-1:2009 (E), Metallic materials — Tensile testing, Part 1: Method of test at room temperature.
[8] ISO 898-1 Mechanical properties of fasteners made of carbon steel and alloy steel, Part 1: Bolts, screws and studs with specified property classes – Coarse thread and fine pitch thread.

WALIDACJA HIERARCHICZNA MODELU MES ZŁĄCZY ŚRUBOWYCH

S t r e s z c z e n i e

W artykule zostały przedstawione wyniki wielostopniowej walidacji hierarchicznej zaawansowanych modeli numerycznych MES przeznaczonych do określenia zdolności do obrotu węzłów stalowych. Walidacja została przeprowadzona dla różnych modeli z różnym poziomem złożoności. Prowadzone analizy porównawcze modelu MES były wykonane w odniesieniu do wyników własnych badań laboratoryjnych. Rozwinięto metodologię dotyczącą cech materiałowych i przyjęto ją jako podstawę do dalszej analizy zaawansowanych modeli blachy czołowej połączeń belek ze słupami w obszarze badań zdolności do obrotu węzła, oraz wyznaczenia całej krzywej zależności moment - obrót M-ϕ.

Słowa kluczowe: walidacja modelu MES, charakterystyka materiałowa, funkcja Ramberga-Osgooda

Przesłano do redakcji:30.05.2015
Przyjęto do druku:10.01.2016

DOI: 10.7862/rb.2015.201

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (4/15), październik-grudzień 2015, s. 369-378

Karol PERETA[1]
Leonard ZIEMIAŃSKI[2]

EVALUATION OF THE EFFICIENCY OF AN NOISE BARRIER ALONG THE RAILWAY LINE RZESZOW-MEDYKA

The noise is generated by trains due to the operation of the engine, the wheels rolling on rails and train aerodynamics. In order to reduce rail noise one can distinguish passive and active measures aimed at reducing noise. The passive noise protection measures include railway noise barriers and insulated windows. In this article the efficiency of noise barriers along the railway line Kraków - Medyka in Debica has been discussed. The test screen with a length of about 590m and a height of 3m located on the embankment height of 4m protects single-family housing residents against excessive influence of railway noise. The efficiency of the test screen depending on the type of the train and the track it is moving on is in the range between 4 - 17 dB.

Keywords: noise barrier, efficiency, railway line, rail noise

1. Introduction

According to Directorate-General Internal Policies twelve mln residents of the UE are exposed to noise generated by trains, above 55dB level during the day and nine mln is exposed to noise above 50dB at night. It should be added that the listed values of the EU population exposed to noise are higher, because the initiative of the European Environment Agency concerns agglomerations of more than 250 000 inhabitants and the main railway line, which runs more than 60 000 trains per year [9]. The noise is a harmful phenomenon which causes noise pollution and negatively affects people exposed to it [4]. The noise is generated by trains due to the operation of the engine, the wheels rolling

[1] Author for correspondence: Karol Pereta, Politechnika Rzeszowska, Poznańska 2, 35-084 Rzeszów, +48 17 8651618, kpereta@prz.edu.pl.
[2] Leonard Ziemiański, Politechnika Rzeszowska, Poznańska 2, 35-084 Rzeszów, +48 17 8651353, ziele@prz.edu.pl.

on rails and train aerodynamics[3]. In order to determine the acoustic climate in the near of railways performed researches about L_{AeqD} and L_{AeqN}. Such researches are described in [2]. Sound level L_{AeqD} and L_{aeqN} can be calculated by acoustic map. Acoustic maps are also used to predict the noise. The obligation to establish noise maps in Poland, it was introduced in [11]. The process of creating noise maps and their analysis are discussed in [1]. By welldon acoustic map we can select a good noise barriers and their locations. In [5] shows the noise barriers used along railways in Germany (screens with small height) and in France. Examples noise barriers with small height have ben shown in [6].

In order to reduce rail noise one can distinguish passive and active measures aimed at reducing noise[10]. The passive noise protection measures include railway noise barriers and insulated windows. The aim of the paper is the efficiency of noise barriers along the railway line Kraków - Medyka in Debica has been discussed.

2. Description of the test screen

An absorbing screen has been studied. The length of the screen is equal to 590 m and the height is equal to 4m. The screen under discussion is located along the railway line Rzeszow – Medyka. The tracks are located on the embankment and have a height of 4m. Single-family houses are protected by absorbing noise barriers. The screen which is located on the viaduct is a reflective screen.

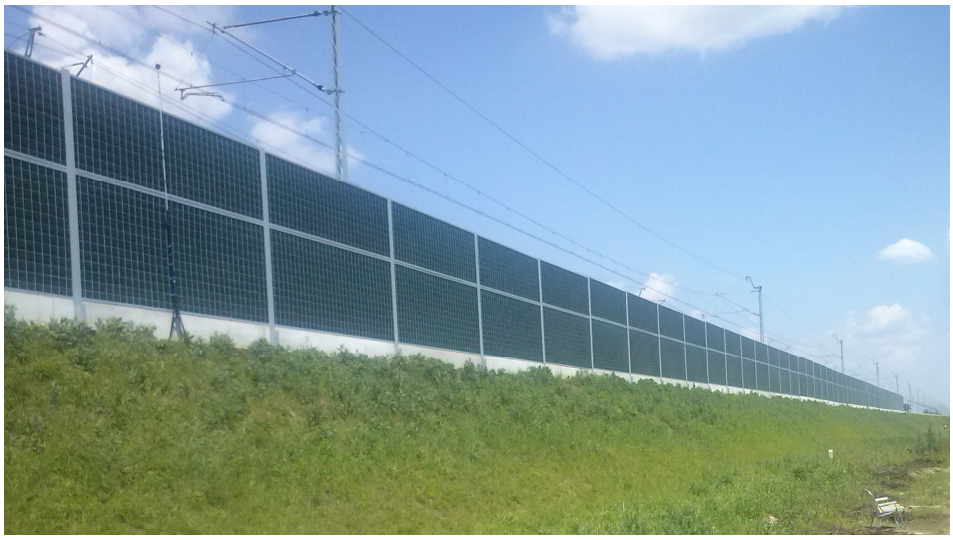


Fig. 1. Noise barrier view (in the direction of Rzeszow)

Rys. 1. Widok bariery akustycznej (w kierunku Rzeszowa)



Fig. 2. Noise barrier view (in the direction of Dębica)

Rys. 2. Widok bariery akustycznej (w kierunku Dębicy)

3. Experimental evaluation of the screen efficiency

The evaluation of the efficiency has been made by indirect method in accordance with [7] and the requirements specified in [8]. Estimated sound pressure level „before" installing the screen was designated in a place which is the equivalent of the research space. This area has been chosen in accordance with the guidelines given in [7].

3.1. Measuring apparatus

Equipment Brüel & Kjær has been used for acoustic testing: two-channel, manual meter type 2270, microphones types 4189 with guards against winds AU-0237, AU-1650 and microphone stands (Fig. 3). The weather conditions have been measured by weather station HOBO U30-NRC equipped with anemometer, hygrometer, thermometer and recorder.

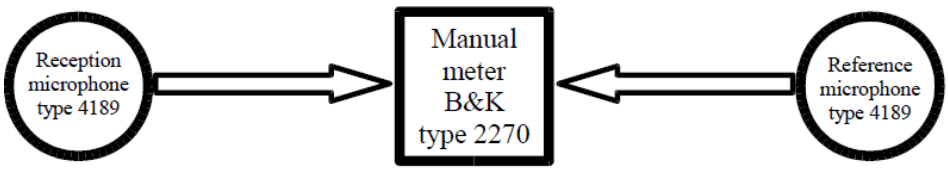


Fig. 3. Reception microphone, sound level meter B&K 2270, reference microphone

Rys. 3. Mikrofon odbiorczy, miernik poziomu dźwięku B&K 2270, mikrofon odniesienia

3.2. Measurement points and schemes

The Area of study, the location of measurement points and schemes have been shown in Fig. 4.

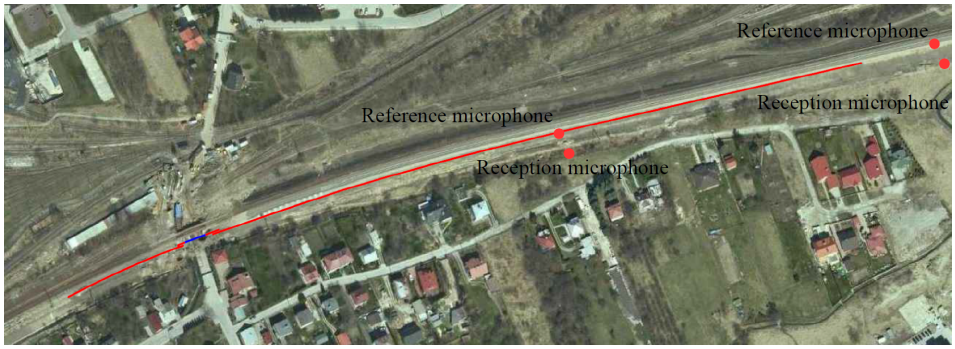


Fig. 4. Area of study

Rys. 4. Obszar badań

Measurements have been carried out in two schemes:

scheme I – measured point has been situated 13 m away from the screen area and 3 m above the ground level, reference point has been situated 0.90 m above the upper screen edge,

scheme II – to determine sound pressure level „before" installing the screen in a place which is equivalent of the research area, location reference point and reception point were the same as in scheme I. This area has been chosen in accordance with the guidelines given in [7].

Position microphones have been presented in Fig. 5

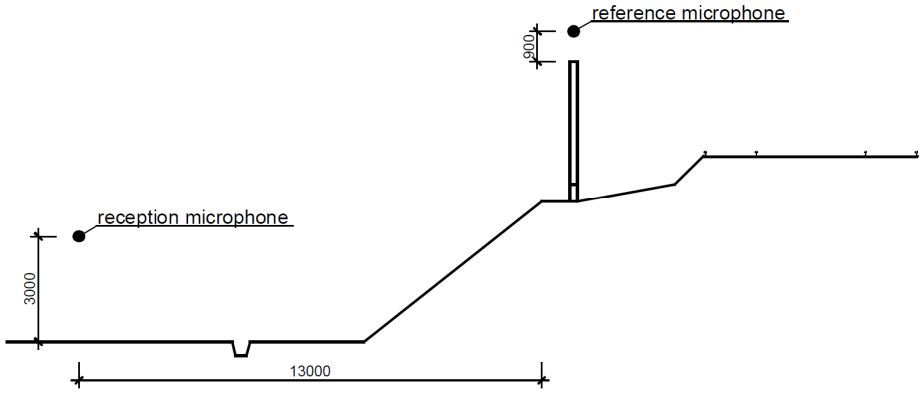


Fig. 5. Arrangement of microphones in both measurement schemes

Rys. 5. Rozmieszczenie mikrofonów w obydwu schematach pomiarów

3.3. Results of the measurements

The maximum temperature which was recorded during the tests was equal to 31°C and the minimum was equal to 25 °C. The relative air humidity was within range 37% to 62%, the wind speed was no more than 2.2m/s. At 1/3-octave bands the sound pressure level was being recorded. The characteristic correction „A" was used. Sound pressure at reference and reception points was being synchronised. Examples of noise spectrum at reference and reception points have been shown in Fig. 6. The measured background noise level was lower by about 15 dB of registered train traffic. According to [7] in this case the impact of background noise has been omitted.

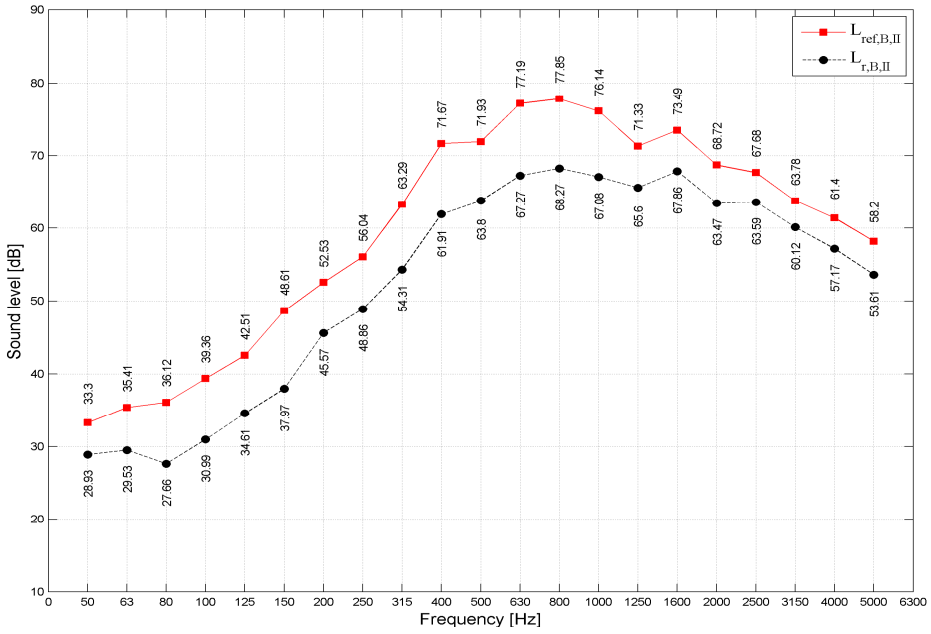


Fig. 6. Sound spectrum at the reference and reception point in comparative area for 2nd train

Rys. 6. Widmo akustyczne w punktach odbiorczym i odniesienia w porównaniu dla 2-go pociągu

Recorded in the 1/3-octave bands sound levels have been converted to equivalent sound levels with the use of formula (1)[12]:

$$L_j = 10\log\left(\sum_{i=1}^{21} 10^{0.1L_{i,j}}\right) \tag{1}$$

where: L_i – equivalent sound level

$L_{i,j}$ – sound level in 1/3-octave band sound for the event.

The values of equivalent sound levels at individual measurement points for the individual measurements have been shown in Table 1.

Table 1. Equivalent sound levels on [dB] for each measurement scheme

Tabela 1. Równoważnik poziomów dźwięku [dB] dla każdego schematu pomiarowego

Number of measurement	Train type	Track number	Protected area		Comparative area	
			$L_{ref,A}$ [dB]	$L_{r,A}$ [dB]	$L_{ref,B}$ [dB]	$L_{r,B}$ [dB]
1.	long-distance	I	88.36	71.59	87.52	80.36
2.	local	I	84.82	61.18	83.82	75.74
3.	goods	I	76.39	63.51	81.00	77.19
4.	long-distance	II	82.04	57.54	84.95	66.40
5.	local	II	78.80	54.78	80.45	60.88
6.	long-distance	II	79.63	55.27	85.71	66.75
7.	local	II	73.23	50.19	79.11	60.64
8.	local	I	73.15	50.18	82.13	74.41
9.	long-distance	I	88.64	64.18	88.23	80.84

Differences between sound levels at the reference point and the reception point have been calculated and the results have been shown in Table 2.

Table 2. Efficiency of an noise barrier

Tabela 2. Skuteczność bariery akustycznej

Number of measurement	Train type	Track number	Sound level difference		Acoustic efficiency (D_{IL}) [dB]
			ΔL_A [dB]	ΔL_B [dB]	
1.	long-distance	I	16.77	7.16	9.61
2.	local	I	23.64	8.08	15.56
3.	goods	I	12.88	3.81	9.07
4.	long-distance	II	24.50	18.55	5.95
5.	local	II	24.02	19.57	4.45
6.	long-distance	II	24.36	18.96	5.40
7.	local	II	23.04	18.47	4.57
8.	local	I	22.97	7.72	15.25
9.	long-distance	I	24.46	7.39	17.07

Fig. 7 - Fig. 10 present a comparison of the sound spectra of the same type of trains traveling along the same path.

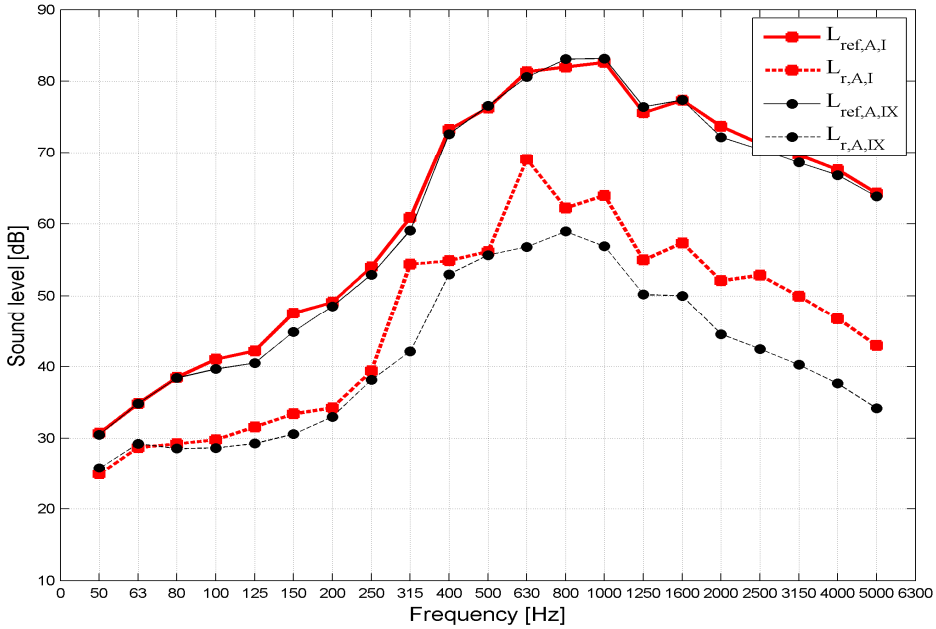


Fig. 7. I and IX measurement on the track I – long distance train

Rys. 7. I i IX pomiar na torze I – pociąg dalekobieżny

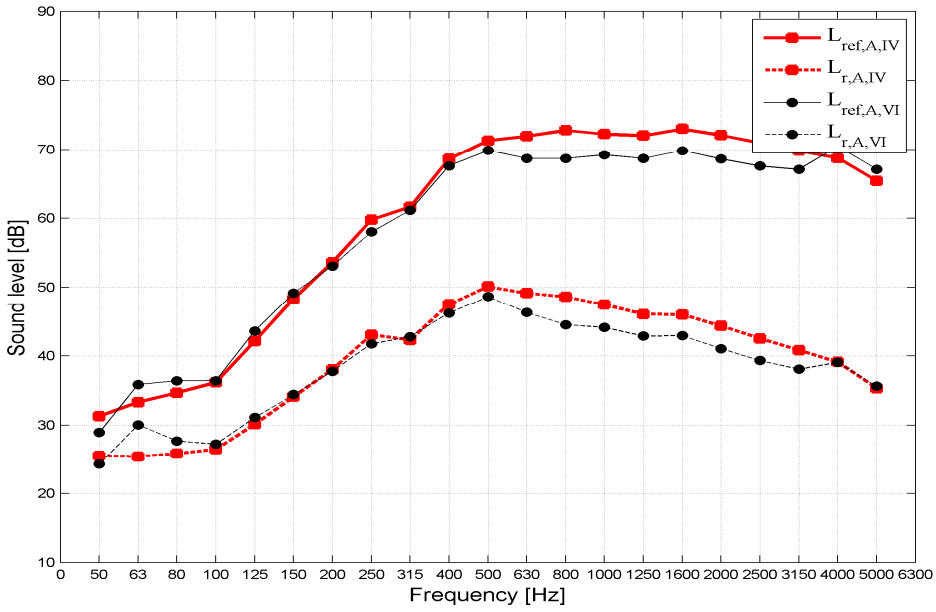


Fig. 8. IV and VI measurement on the track I – long distance train

Rys. 8. IV i VI pomiar na torze I – pociąg dalekobieżny

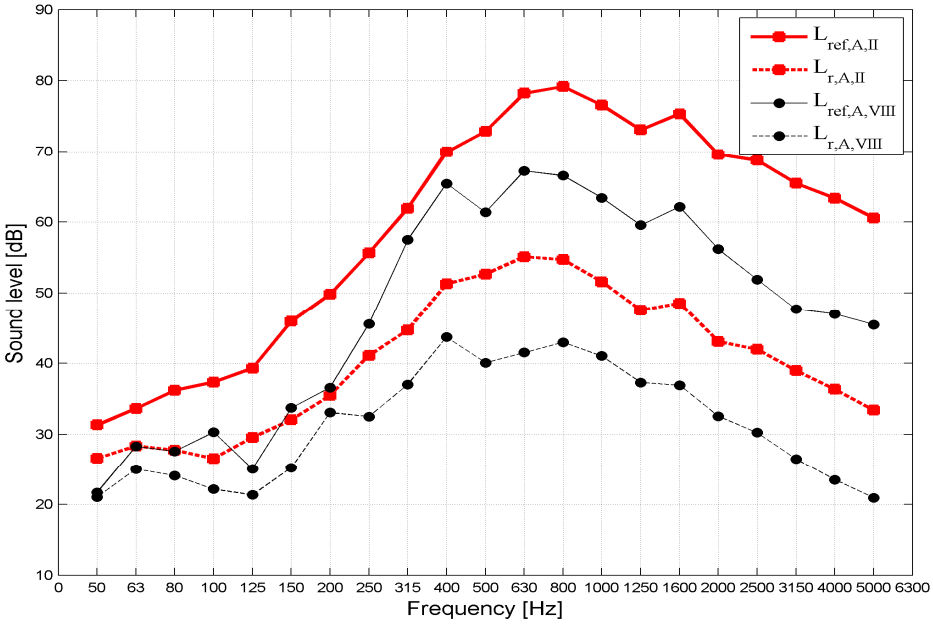


Fig. 9. II and VIII measurement on the track I – local train

Rys. 9. II i VIII pomiar na torze I – pociąg lokalny

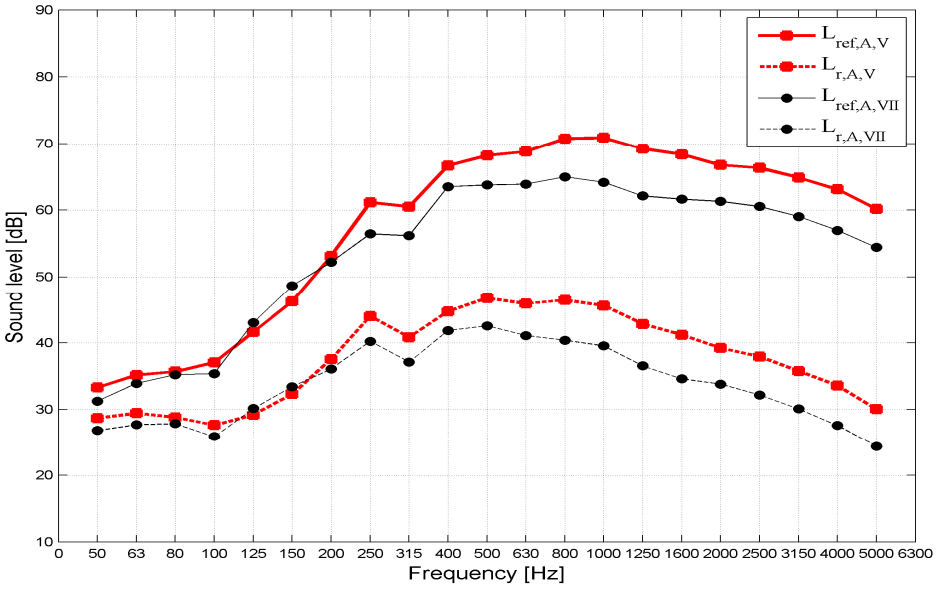


Fig. 10. V and VII measurement on the track I – local train

Rys. 10. V i VII pomiar na torze I – pociąg lokalny

4. Summary and conclusions

The efficiency of noise barrier along the railway line Rzeszow – Medyka has been discussed in this paper. The following conclusions have been drawn based on the research:

- the efficiency of the noise barrier for trains going on rails number I for local trains is within range 15dB – 16dB,
- the efficiency of the noise barrier for trains going on rails number II for local and long distance trains is within range 4dB – 6dB,
- the efficiency of the noise barrier for long-distance trains going on the rails I is significantly diffrent. It may result from the disturbances of train no I, such as braking, technical condition or the length of the train,
- the difference between efficiency evaluated for the same type of trains and going along on the same path is lower than 1dB, the exception is the difference between efficiency for the train I and IX.

Experimentally determined screen efficiency for track II is more important and it determines the efficiency of the noise barrier for a given measurement point location. As expected, the efficiency of the noise barrier calculated for track II is lower than efficiency for track I. Reduced efficiency for track II is due remoteness of the source of the noise barrier which results in:

- reduces the range of acoustic shadow,
- unfavorable change in the angle of deflection of the acoustic wave on the upper edge of the barrier,
- increasing the impact of the phenomenon of curvature of the sound wave to the ground

On the basis of the sound spectra shown in Fig. 7-10 it is clear that the sound spectra for the trains of the same class going on the same path are similar to each other (the exception is the sound spectrum for train I and IX). The difference between individual spectra proves different length and technical conditions of going trains. The results presented in the above paper refer exclusively to a given noise barrier and measurement location. Further research will be carried out in order to allow for precise mapping of the acoustic field behind the presented screen.

Bibliography

[1] Bohatkiewicz J., Biernacki S., Hałucha M. Analiza wyników map akustycznych opracowanych dla odcinków linii kolejowych o obciążeniu ruchem powyżej 30 000 przejazdów rocznie, VIII Seminarium „Wpływ hałasu i drgań wywołanych eksploatacją...” Wibroszyn, Kraków, 2013

[2] Bohatkiewicz J., Biernacki S., Hałucha M. Wariantowanie zabezpieczeń akustycznych dla linii kolejowych w opracowaniach środowiskowych na wybranych przykładach, VIII Se-minarium „Wpływ hałasu i drgań wywołanych eksploatacją...” Wibroszyn, Kraków, 2013

[3] Czaja P. Ekrany akustyczne a hałas komunikacyjny, http://www.techbud.com.pl/halas1A.htm
[2] Jabben J., Potma C. Sound Exposure Levels from Trains and Sleep Disturbance, Inter-noise 2014, Melbourne, Australia, 16-19 November
[5] Kozłowski W., Surowiecki A. Rozwiązania dotyczące uwarunkowań środowiskowych w procesie modernizacji magistral kolejowych, Problemy Kolejnictwa – Zeszyt 152, str. 251-266.
[6] Morgan P., Peeling J. Railway noise mitigation factsheet 03: Low-height noise barriers, Technical Review, November 2012.
[7] PN-ISO 10847:2002, Akustyka. Wyznaczanie "In Situ" skuteczności zewnętrznych ekranów akustycznych wszystkich rodzajów.
[8] Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 16 czerwca 2001r. w sprawie wymagań w zakresie prowadzenia pomiarów w środowisku substancji lub energii przez zarządzającego drogą, linią kolejową, linią tramwajową, lotniskiem, portem (Dz. U. 2001 nr 140 poz. 824).
[9] Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 14 grudnia 2006 r. w sprawie dróg, linii kolejowych i lotnisk, których eksploatacja może powodować negatywne oddziaływania akustyczne na znacznych obszarach, dla których jest wymagane sporządzenie map akustycznych, oraz sposobów określania granic terenów objętych tymi mapami (Dz. U. Nr 1, poz. 8).
[10] Tomaszewski F., Wojciechowska E. Transport kolejowy a ochrona środowiska, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Kraków 2011
[11] Ustawa z dnia 27 kwietnia 2001 r. - Prawo ochrony środowiska (Dz. U. Nr 25, poz. 150 z późn. zm.).
[12] Zakrzewski T., Żuchowski R. Kompedium akustyki architektonicznej wraz z przykładami metod obliczeniowych. Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice 2009.

OCENA SKUTECZNOŚCI EKRANU AKUSTYCZNEGO WZDŁUŻ LINII KOLEJOWEJ RZESZÓW – MEDYKA

S t r e s z c z e n i e

Hałas generowany przez pociągi pochodzi od pracującego silnika, toczących się kół oraz zjawisk aerodynamicznych. W celu ograniczenia hałasu kolejo-wego stosować możemy bierne i czynne środki redukujące hałas. Do zabez-pieczeń pasywnych możemy zaliczyć ekrany akustyczne oraz okna o podwyż-szonym standardzie akustycznym (okna o lepszej izolacyjności akustycznej). W niniejszym artykule omówiono zabezpieczenia przed hałasem kolejowym w postaci ekranów akustycznych. Omawiany ekran zlokalizowany jest wzdłuż linii kolejowej Rzeszów – Medyka w miejscowości Dębica. Omawiany ekran o długości około 590m i wysokości 3m znajduje się na nasypie o wyso-kości 4m. Zadaniem badanego ekranu jest ochrona mieszkańców domów jednorodzinnych przed nadmiernym hałasem kolejowym. Skuteczność bada-nego ekranu w zależności od rodzaju pociągu i nr toru, po którym się poru-szał mieści się w przedziale od 4 dB do 17 dB..

Słowa kluczowe: bariera akustyczna, skuteczność, linia kolejowa, hałas kolejowy

Przesłano do redakcji:26.05.2015
Przyjęto do druku:10.01.2016

DOI: 10.7862/rb.2015.202

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (4/15), październik-grudzień 2015, s. 379-393

Marian PONIEWIERA[1]
Iwona JELONEK[2]
Barbara GĄSIOR[3]

MODEL ZŁOŻA OPARTY NA PARAMETRACH JAKOŚCIOWYCH WĘGLI KAMIENNYCH – PIERWSZY KOMUNIKAT

Po przeanalizowaniu dostępnych publikacji oraz prowadzonych przedsięwzięć związanych z branżą geodezyjną i geologiczną w Polsce, napotkano na numeryczne modele złóż, które zostały skutecznie wdrożone na kopalniach węgla kamiennego, m.in. w Jastrzębskiej Spółce Węglowej S.A. Jeśli do utworzonych modeli dodać jakość węgli, otrzymamy wówczas Numeryczno-Jakościowy Model Złoża (NJMZ). Uzasadnioną przesłanką, stanowiącą podstawę do podjęcia działań w kierunku wdrożenia wyników badań podstawowych w praktyce gospodarczej, jest innowacyjność rozwiązania jakie proponują autorzy niniejszego artykułu. Oparte jest ono na wykorzystaniu badań petrograficznych i fizykochemicznych, które stanowią podstawę do określenia jakości i przydatności węgla. Ponadto informacje jakie będzie zawierał Numeryczno-Jakościowy Model Złoża (NJMZ) wypełnią lukę, jaka ciągle istnieje w sektorze węglowym pomimo tak wielu opracowań, które w większości dotyczą danych na temat właściwości fizykochemicznych i złożowych węgli.

Słowa kluczowe: górnictwo węgla kamiennego, numeryczny model złoża, litotypy, witrynit, liptynit inertynit, refleksyjność witrynitu

1. Wprowadzenie

Obecnie, biorąc pod uwagę stan technologii i potencjału rynkowego, odczuwalny jest brak Numeryczno-Jakościowego Modelu Złoża (NJMZ), który zawierałby informacje na temat jakości węgli i byłby oparty na danych petro-

1 Autor do korespondencji: Marian Poniewiera, Politechnika Śląska, Wydział Górnictwa i Geologii, 44-100 Gliwice, ul. Akademicka 2, (32) 237 29 90, Marian.Poniewiera@polsl.pl
2 Iwona Jelonek, Uniwersytet Śląski, Wydział Nauk o Ziemi, 41-200 Sosnowiec, Będzińska 60, (32) 368 94 88, iwona.jelonek@us.edu.pl
3 Barbara Gąsior, GGS-Projekt Pracownia Geologii i Ochrony Środowiska, 41-503 Chorzów, Narutowicza 3/5, 48 698 957 789, ggsprojekt@ggsprojekt.pl

graficznych. Potwierdza to celowość podjęcia działań w tym kierunku zarówno w Polsce, jak i w skali europejskiej.

Parametry petrograficzne węgla stanowią podstawę systemów międzynarodowej przemysłowej kodyfikacji i geologicznej klasyfikacji węgli, opracowanych w ramach Europejskiej Komisji Gospodarczej Narodów Zjednoczonych [6]. Obowiązująca w Polsce Klasyfikacja Węgla w dalszym ciągu opiera się na parametrach chemicznych, nie wnikając w ich unikalne własności petrograficzne, które są podstawą do określenia jakości węgli. Klasyfikacja ta nie uwzględnia zróżnicowania reaktywności grupy macerałów inertynitu w węglu, w której podział na komponenty inertne i reaktywne uzależniony jest przede wszystkim od zmiennej intensywności refleksyjności tych macerałów. Należy podkreślić, że własności węgli są wynikiem warunków istniejących w początkowej fazie ich powstawania (fazie biochemicznej) oraz procesów uwęglania w fazie geochemicznej. W celu poznania aktualnej przydatności węgli do konkretnych zastosowań przemysłowych, niezbędne jest dokładne określenie ich cech genetycznych, wyrażających się w ustaleniu proporcji między podstawowymi składnikami węgli (analiza macerałów) i ich współwystępowaniem (analiza mikrolitotypów). Najważniejszym parametrem przydatności węgli do poszczególnych zastosowań przemysłowych jest ich stopień uwęglenia, którego najbardziej znaczącym wykładnikiem są pomiary zdolności odbicia światła witrynitu (refleksyjności). Powyższe parametry (analiza macerałów i pomiary refleksyjności witrynitu) stanowią podstawę międzynarodowej klasyfikacji węgla powstałej pod auspicjami Europejskiej Komisji Gospodarczej ONZ. Takie kompleksowe badania, uwzględniające naukowo udokumentowane genetyczne cechy węgli kamiennych, przyczynią się do uściślenia związku między własnościami genetycznymi węgli stosowanych np. w koksownictwie czy energetyce, a zachowaniem tych węgli w warunkach przemysłowych. Ponadto rosnące możliwości obliczeniowe komputerów umożliwiają wykorzystanie wyrafinowanych technik informatycznych i nowych technologii związanych z cyfrową wizualizacją budowy geologicznej, jak i projektowaniem numerycznej przestrzeni górniczej. Nowe możliwości wykorzystujące i łączące różne dziedziny wiedzy – górnictwa, geologii, geodezji, geofizyki czy statystyki, oparte są na bogatych zbiorach danych geologicznych, które są sukcesywnie uzupełniane wynikami aktualnych badań. Stworzenie Numeryczno-Jakościowego Modelu Złoża pozwoli m.in. na systematyzację i stworzenie przestrzennej bazy danych, wspólnej dla całego zakładu górniczego. Dodatkowo Numeryczno-Jakościowy Model Złoża NJMZ będzie wspomagać zarządzanie systemem jakości danego zakładu górniczego, co wpłynie na efektywność i produktywność jednostki. Potencjalnym beneficjentem NJMZ będą kopalnie węgla kamiennego, które dzięki niemu będą mogły z łatwością oceniać jakość wydobywanego surowca. Wiedza na temat możliwości zastosowania danej partii urobku oraz dostęp do informacji, gdzie pozyskać urobek potrzebny do założonych celów, np. koksowniczych, energetycznych, pozwolą na racjonalizację wydobycia wę-

gla kamiennego. W przyszłości, jeśli NJMZ przyniesie przewidywane korzyści, planuje się tego typu rozwiązania przenieść w struktury kopalń nie tylko do sektora węglowego.

2. Rozkład typów technologicznych i jakość węgla w obrębie Górnośląskiego Zagłębia Węglowego

2.1. Charakterystyka obszaru GZW

Górnośląskie Zagłębie Węglowe (GZW) znajduje się w południowo- zachodniej części Polski. Obszar GZW stanowi Nieckę Górnośląską, która tworzy najmłodszy, leżący na wschodzie, fragment struktury śląsko- morawskiej. Górnośląskie Zagłębie Węglowe jest największym ośrodkiem górnictwa węgla kamiennego w Polsce. Pokłady węgla kamiennego występują w ogniwach stratygraficznych karbonu górnego od warstw brzeżnych – Namur A, do warstw libiąskich – Westfal D (Tabela1). Całe Zagłębie tworzy jeden obszar złożowy, w rejonie którego wyodrębnia się administracyjnie części złóż przypisane poszczególnym kopalniom lub terenom. Budowa geologiczna poszczególnych wydzieleń jest różnorodna, co wynika ze skomplikowanych warunków geologicznych. Liczba pokładów występująca na terenie GZW oraz ich sumaryczna miąższość jest różna w granicach poszczególnych kopalń, co zależy od pozycji stratygraficznej udostępnionych do eksploatacji warstw produktywnych. Na dzień 31.12.2014 r., w GZW znajduje się 136 rozpoznanych i udokumentowanych złóż węgla kamiennego, w tym 47 złóż jest eksploatowanych przez 35 kopalnie, a 39 złóż jest w stanie zaniechanej eksploatacji. Pozostałe złoża (50 złóż) są niezagospodarowane [1]. Węglozasobność pokładów karbonu również jest zmienna, zależy od miąższości oraz sposobu ułożenia pokładów, i wynosi od kilkunastu do kilkudziesięciu metrów. Najbardziej węglozasobne są utwory górnośląskiej serii piaskowcowej (warstwy siodłowe i rudzkie) oraz serii mułowcowej (warstwy załęskie), jednak wiele nakładających się na siebie czynników sprawiło, iż przedstawiający się obraz rozmieszczenia typów węgli, zarówno w pionie, jak i w poziomie, jest zróżnicowany [9].

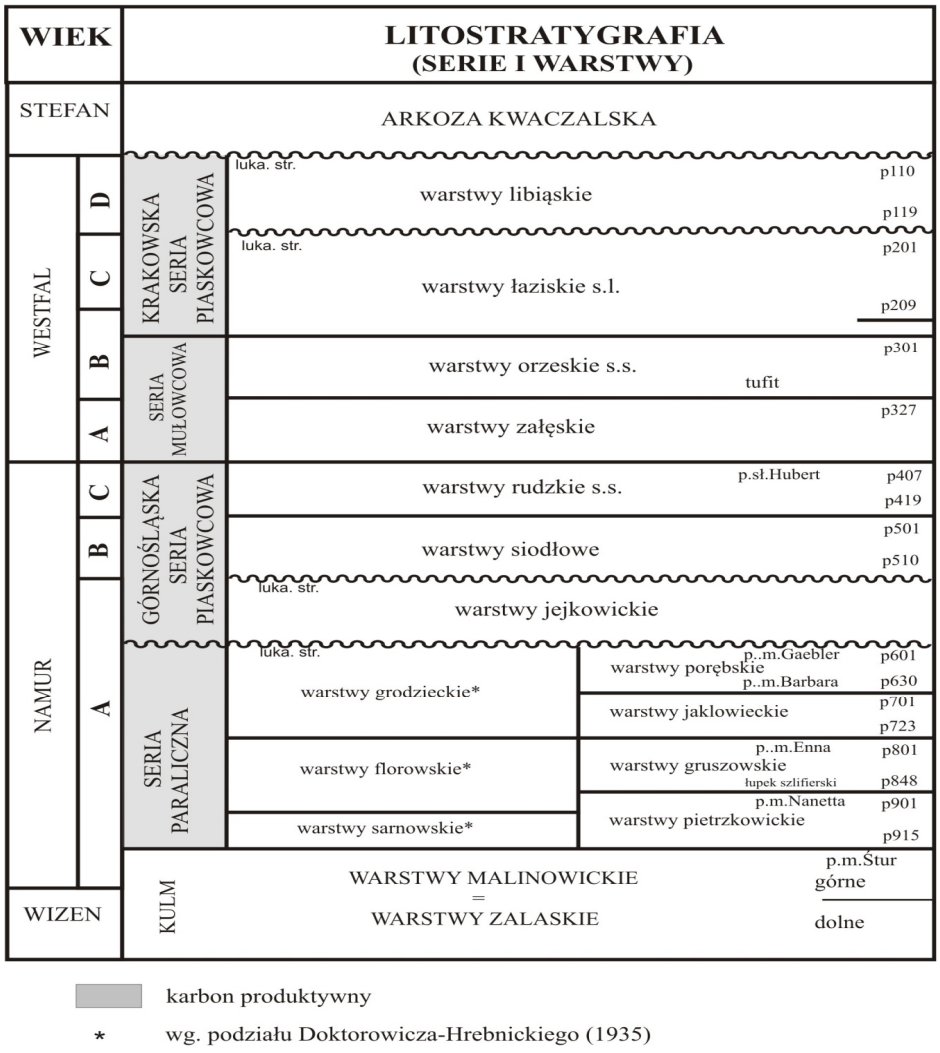
2.2. Jakość oraz typy technologiczne węgla w GZW

Na terenie GZW węgle kamienne odznaczają się różnym stopniem uwęglenia. Zjawisko to wynika z regionalnego metamorfizmu termicznego i w dalszych konsekwencjach, z różnych wpływów termicznych zależnych od stopnia geotermicznego (im głębiej ulokowany pokład tym wyższy wpływ temperatury i wyższy stopień uwęglenia). Największe zmiany uwidaczniają się wzdłuż osi głębokości zalegania poszczególnych pokładów, które są odmienne w różnych rejonach zagłębia. Strefy jednakowej jakości węgla występują w zagłębiu na różnej głębokości.

Oprócz temperatury pewien wpływ miały również warunki facjalne, m.in. skład petrograficzny węgla (materiał budujący) czy rodzaj skał otaczających sam pokład. Od południa obszar GZW graniczy z Karpatami, dlatego zaznacza się też wpływ fliszu karpackiego, natomiast w zachodniej części widoczne jest silne sfałdowanie utworów karbońskich [14]. Zróżnicowanie typów węgla zależy przede wszystkim od głębokości, natomiast pozycja stratygraficzna ma znaczenie zupełnie podrzędne.

Tabela 1. Podział litostratygraficzny karbonu produktywnego GZW (wg Dembowskiego [3], ze zmianami Jureczka [8] i Kotasa [10])

Table 1. Lithostratigraphic division of productive carbon of the Upper Silesian Basin, according to Dembowski [3], modified by Jureczka [8] and Kotas [10]

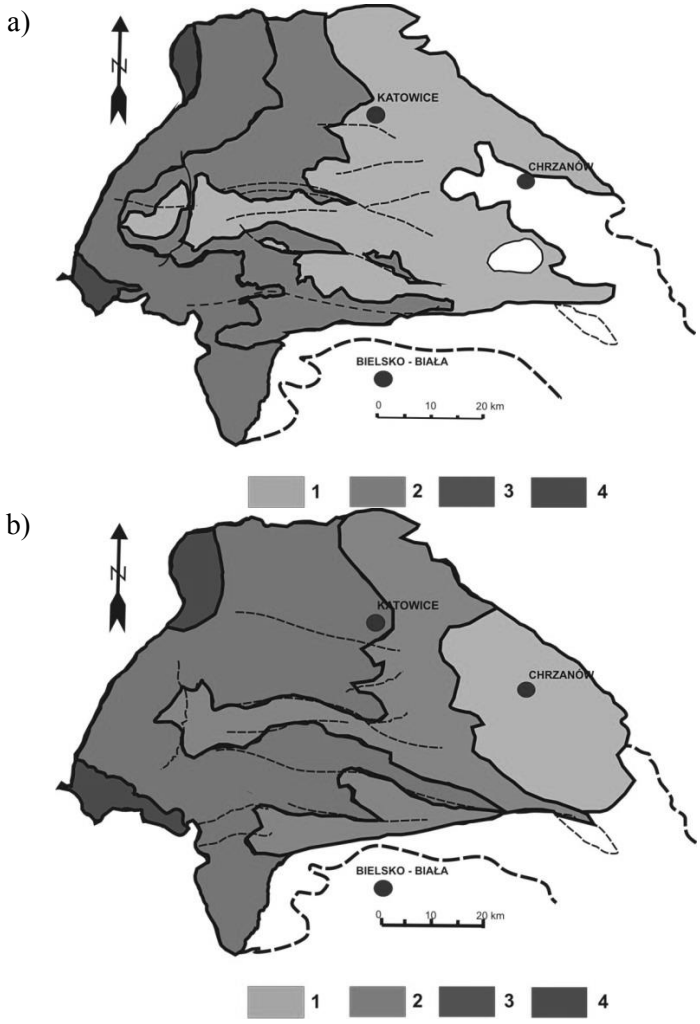


W pionowym profilu utworów produktywnych zmienność stopnia uwęglenia tworzy charakterystyczny, strefowy układ jakości, który stanowi odbicie w następstwie typów węgla, zdefiniowanych zgodnie z polską klasyfikacją i w wartościach podstawowych wskaźników jakości w każdej strefie. Obserwowane zmiany mają charakter ciągły [9].

Poszczególne parametry jakościowe mają określony wpływ na wartość użytkową węgla, tym samym przekroczenie pewnych norm może obniżać ich przydatność. Węgle energetyczne mogą być użytkowane w bardzo dużym przedziale jakościowym, w wielu przypadkach nie wytycza się norm względem danego parametru, danego typu węgla. Do jakości węgla dostosowywane są odpowiednie urządzenia przygotowujące węgiel do spalania [7].

Zróżnicowanie stopnia uwęglenia (typu węgla) wyraża się w zmiennej zawartości części lotnych, wilgoci, czy zdolności odbicia światła. Stopień uwęglenia wyraźnie wzrasta ku zachodowi. Węgle typu 31-32 (energetyczne), występują na znacznym obszarze GZW, a w niecce głównej występują one nawet do głębokości 1000 m. Po obu stronach tego pasa zaznaczają się pewne anomalie w stopniu uwęglenia – w części północnej występują węgle typu 33-34, w rejonie Gliwic węgle typu 36-41, a na południu w rejonie Jastrzębia węgle typu 33-35 oraz w rejonie Olzy węgle typu 36-41 (Rys. 1). Na obszarze występowania węgli niskich typów zaznaczają się lokalne anomalie, a na większej głębokości (poniżej 700 m p.p.t) występują węgle typu 33-35, np. teren Halemby czy Mikołowa. Takie anomalie również zaznaczają się w skrzydłach uskoków. Ogólną tendencją jest występowanie węgli koksowych (typ 34-36) w zachodnim obszarze GZW, natomiast w bardziej centralnej części, węgle te występują na większych głębokościach (Rys. 1) [14]. Na terenie całego GZW stwierdza się występowanie wszystkich typów węgla kamiennego z dominującym udziałem węgli energetycznych typu 31-32, płomiennych i gazowo-płomiennych, w mniejszym stopniu węgli koksujących, a także węgli chudych i antracytów. Węgle te (nisko i średnio uwęglone), charakteryzowane są jako dobrej jakości surowiec energetyczny, i cechuje je ogólnie niska zawartość siarki i popiołu, jednocześnie ze zróżnicowaną wartością opałową i dobrym przebiegiem procesu spalania [2].

Ogólny charakter zmian jakości węgla na całym obszarze jest stały, a poszczególne zmiany są ze sobą sprzężone. Wraz z głębokością i ze zmieniającymi się typami węgli, zmieniają się niektóre parametry. Zawartość części lotnych maleje wraz z głębokością, przy wzroście zawartości pierwiastka węgla. Podobnie wraz z głębokością maleje zawartość wilgoci, natomiast ciepło spalania, wskaźnik Rogi i zawartość wodoru rosną. Na temperaturę topliwości popiołu ma wpływ skład chemiczny popiołu. Większa zawartość takich składników popiołu, jak: SiO2, A12O3, K2O powoduje wzrost temperatury topnienia popiołu [17].



1 – węgle energetyczne 2 – węgle energetyczne typy 32-33,
3 – węgle koksowe typy 34- 37, 4 – węgle specjalne, antracytowe i antracyt typy 38, 41, 42

Rys. 1. Zróżnicowanie jakości węgla: a) w stropie karbonu, b) na głębokości ok. 1000 m (na podstawie Kotas [11])

Fig. 1. Differentiation of coal quality; a) in the top of the Carboniferous, b) at a depth of about 1000 m (according to Kotas, [11])

Silne zasiarczenie wykazują pokłady warstw łaziskich i libiąskich, natomiast wzrost zawartości popiołu w węglu odnotowuje się głównie w warstwach orzeskich i rudzkich [7].

Bardziej skomplikowany wpływ na tę temperaturę mają: Fe2O3, CaO, MgO, SO3, Mn3O4. W miarę wzrostu zawartości tych składników następuje

najpierw obniżenie, a następnie wzrost temperatury topnienia popiołu. W miarę wzrostu zawartości popiołu wzrasta nieznacznie temperatura topnienia popiołu [17]. Odmiennie wpływała na tę temperaturę obecność siarki popiołowej, wzrost jej zawartości powoduje obniżenie temperatury topnienia popiołu.

Udział poszczególnych pierwiastków w węglach jest różny i zależy głównie od stopnia uwęglenia. Zawartość C, H i O zależy od stopnia zaawansowania metamorfizmu. Wraz ze wzrostem stopnia metamorfizmu rośnie zawartość C, maleje ilość O i nieznacznie spada udział H. Udział N i S w praktyce nie zależą od stopnia metamorfizmu. Zawartość popiołu w węglach GZW waha się w szerokim zakresie, w granicach od kilku do kilkudziesięciu procent. Średni skład chemiczny popiołu jest charakterystyczny dla poszczególnych grup pokładów w profilu stratygraficznym (Tabela 2). Należy podkreślić, iż skład chemiczny popiołów nie wiąże się ze stopniem uwęglenia, a więc typami technologicznymi węgla. Najniższą zawartość popiołu wykazuje węgiel z pokładów warstw siodłowych (A = 9,45%), a najwyższe zapopielenie dotyczy warstw orzeskich (średnio A = 17,91%). Podobieństwo składu chemicznego popiołów wykazują warstwy porębskie i siodłowe (duży udział CaO i MgO), natomiast warstwy łękowe wyróżniają się odrębnym składem chemicznym o charakterze glinokrzemianowym (Al2O3, SiO2).

Tabela 2. Średni skład chemiczny popiołów węglowych w ujęciu % (wg Mieleckiego [13])
Table 2. The average chemical composition of coal ash (%) (on the basis of Mielecki [13])

Składniki chemiczne popiołów [%]	**GRUPA POKŁADÓW**					
	W-wy porębskie	W-wy siodłowe	W-wy rudzkie	W-wy orzeskie	W-wy łaziskie	W-wy libiąskie
SiO2	30,87	28,65	38,55	40,45	37,85	32,81
AL2O3	16,75	17,66	25,92	28,99	26,22	17,40
Fe2O3	21,72	18,31	13,74	14,74	18,72	30,00
CaO	12,35	13,38	8,08	6,31	6,70	7,83
SO3	11,10	12,60	7,19	4,31	5,80	7,35
MgO	5,10	7,24	4,34	3,45	3,41	4,00

3. Właściwości petrograficzne węgli kamiennych

Skład węgla, jako skały organicznej, determinowany jest m.in. poprzez budujący go materiał wyjściowy czy zmieniające go procesy uwęglenia [4, 5]. Terminologia i klasyfikacje petrograficzne węgla kamiennego zostały opracowane i zatwierdzone w ramach działalności Międzynarodowego Komitetu Petrologii Węgla (International Committee for Coal and Organic Petrology ICCP)

i obecnie obowiązują w skali międzynarodowej. Zgodnie z tą ogólnie przyjętą nomenklaturą, w petrografii węgla wyróżnia się: litotypy, mikrolitotypy, macerały, karbomineryty oraz minerały i skały. W celu odpowiedniej klasyfikacji utylitarnego zastosowania węgli kamiennych, pod uwagę brane są przede wszystkim cechy petrograficzne, uzupełnione parametrami fizykochemicznymi.

Z uwagi na to, że niniejszy artykuł stanowi pierwszy komunikat na temat parametrów określających jakość węgli kamiennych opartych na międzynarodowych standardach, w kolejnych dwóch podrozdziałach przedstawiono makroskopowe oraz petrograficzne (mikroskopowe) cechy węgli w zawężeniu do składu macerałowego.

3.1. Makroskopowe cechy węgli

Węgiel kamienny w pokładzie tworzy zwykle pasemka różniące się pomiędzy sobą połyskiem, barwą i innymi cechami zewnętrznymi. Połysk węgla kamiennego jest jego najistotniejszą cechą zewnętrzną. Intensywność połysku jest ściśle związana ze stopniem uwęglenia oraz ze składem petrograficznym. Barwa węgla kamiennego jest odzwierciedleniem przede wszystkim jego składu petrograficznego, a także stopnia uwęglenia. Ze względu na skład petrograficzny węgla można wyróżnić jego barwę smolistoczarną, czarną, szarą, szaroczarną. Zaś ze względu na stopień uwęglenia, węgiel przechodzi od barwy brunatnoczarnej poprzez czarną, szaroczarną do ołowianoszarej a nawet do żółtawoszarej. Pod względem makrostrukturalnym wyróżnia się węgiel pasemkowy, smugowy i pasemkowo-smugowy [18]. W zależności od grubości pasemek i smug, węgiel można podzielić na:

- węgiel smugowy o grubość smug i pasemek do 1 mm,
- węgiel drobnopasemkowy o grubości pasemek od 1-3 mm,
- węgiel średniopasemkowy o grubości pasemek od 3-7 mm,
- węgiel grubopasemkowy o grubości pasemek powyżej 7 mm.

Pod względem teksturalnym wyróżnia się zwykle węgiel o teksturze ławicowej i masywnej. Węgiel kamienny charakteryzuje się występowaniem oddzielności. W zależności od budowy petrograficznej i stopnia uwęglenia węgla charakterystyczny jest przełam – muszlowy, nierówny lub włóknisty. W związku z otrzymaniem przełamu, można wyróżnić węgiel zwięzły lub kruchy oraz węgiel twardy lub miękki. Na podstawie cech zewnętrznych w międzynarodowej terminologii petrograficznej, wyróżniono cztery odmiany petrograficzne humusowego węgla kamiennego, czyli tzw. litotypy: [12]

- Węgiel błyszczący (witryn, vitrain) – charakteryzujący się intensywnym połyskiem i smolistoczarną barwą. Ten rodzaj węgla tworzy w pokładzie smugi i pasemka o grubości od kilku mm (1-13 mm) do rzadziej kilku cm (2-5 cm). Zawartość węgla błyszczącego w pokładach węgla nisko uwęglonego wynosi średnio 5-20%. Zawartość popiołu w węglu błyszczącym jest nieznaczna i zmienna w zakresie 2-6%.

- Węgiel półbłyszczący (klaryn, clarain) – charakteryzujący się obecnością naprzemianlegle ułożonych drobnych pasemek węgla matowego i błyszczącego (niekiedy także soczewek węgla włóknistego). Jest to węgiel drobnopasemkowy, gdzie grubość poszczególnych pasemek wynosi poniżej 3 mm. Jego połysk zawiera się pomiędzy połyskiem węgla błyszczącego a matowego, i jest to najbardziej rozpowszechniony litotyp humusowego węgla kamiennego. W pokładach tworzy często grubsze pasemka lub ławice powyżej 1 m.
- Węgiel matowy (duryn, durain) – który, może posiadać barwę szarą lub barwę brunatnoczarną. Ten rodzaj węgla występuje rzadziej niż węgiel błyszczący lub półbłyszczący. Jego matowy połysk uwarunkowany jest zawartością maceratów inertynitowych (węgiel matowy szary) lub liptynitowych (węgiel matowy czarny). Jest to węgiel twardy i stosunkowo trudno urabialny, jego przełam jest ziarnisty lub muszlowo-ziarnisty. Tworzy pasemka o grubości od kilku mm do kliku dm.
- Węgiel włóknisty (fuzyn, fusain) – który, przypomina w dużym stopniu węgiel drzewny, ponieważ tworzą go fragmenty zwęglonych łodyg roślinnych o charakterystycznym jedwabistym połysku i barwie od szaroczarnej do czarnej. W węglach humusowych tworzy soczewki o grubości kilku mm i długości kilku cm. Charakteryzuje się dużą kruchością i ścieralnością.

3.2. Mikroskopowe cechy węgli

Litotypy nie są jednolitymi składnikami petrologicznymi, ponieważ są zbudowane z mniejszych składników petrograficznych – mikrolitotypów, które również nie są jednorodne petrograficznie gdyż zbudowane są z maceratów. Macerały węgla kamiennego to podstawowe, wyróżnialne mikroskopowo składniki węgla, analogiczne do minerałów w skałach nieorganicznych, nie mają jednak charakterystycznej formy krystalicznej i stałego składu chemicznego [12].

Obowiązująca klasyfikacja ICCP wyróżnia trzy główne grupy: witrynitu, liptynitu i intertynitu, w obrębie, których wydziela się kilkanaście podstawowych maceratów węgla kamiennego.

W badaniach petrograficznych macerały charakteryzują się następującymi cechami: [18]

- morfologią,
- barwą w świetle odbitym i przechodzącym,
- zdolnością refleksyjną witrynitu,
- anizotropią w świetle odbitym i przechodzącym,
- ciężarem właściwym (gęstością rzeczywistą),
- reliefem,
- mikrotwardością,
- występowaniem i praktycznym zastosowaniem.

3.2.1. Grupa witrynitu

Macerały grupy witrynitu powstały z tkanek drewna i parenchymy pochodzących z pni, korzeni i liści zbudowanych z ligniny i celulozy. Witrynit stanowi dominujący macerał w wielu węglach GZW. Struktury komórkowe grupy mogą być zachowane w rożnym stopniu, widoczne lub niewidoczne. Powodem tego zjawiska są różnice w procesach dekompozycji, natężenia żelifikacji oraz uwęglenia. Barwa jest od szarej do jaskrawobiałej, przy czym jest zawsze jaśniejsza od barwy macerałów z grupy liptynitu, a ciemniejsza w porównaniu z barwami macerałów grupy inertynitu. Refleksyjność grupy witrynitu (Rr) oscyluje w przedziale od 0,5 do 7%. Zarówno barwa jak i refleksyjność zmienia się wraz ze stopniem uwęglenia. Własności optyczne witrynitu zostały uznane za wzorcowe w stosunku do pozostałych macerałów [18]. Grupa witrynitu jest w całości reaktywna (zaczyna się na poziomie 0,5% Rr, a max. osiąga przy wartościach 1,0-1,2% Rr). Jeśli chodzi o znaczenie praktyczne to w węglach o średnim stopniu uwęglenia stosunkowo łatwo przechodzi w stan plastyczny w czasie koksowania i może być głównym źródłem naturalnego gazu [12]. Macerały grupy witrynitu przedstawia Tabela 3.

3.2.2. Grupa liptynitu

Liptynit może zawierać egzyny (naskórki), sporynę, kutynę, suberynę, terpeny, estry, fenole, alkohole wyższe oraz oleje roślinne o złożonym składzie chemicznym [18]. Jest najbogatszy w części lotne (>40% w nisko uwęglonych węglach kamiennych), stąd też jest najlżejszy ze wszystkich grup macerałów [12]. Grupa liptynitu jest w całości reaktywna. Barwa grupy zawiera się w zakresie od pomarańczowo-brązowej do ciemnobrązowej w węglach kamiennych nisko uwęglonych, w węglach koksujących przybiera różne odcienie szarości. Po przekroczeniu drugiego skoku uwęglenia liptynit staje się nierozpoznawalny pod mikroskopem. Refleksyjność jest najniższa ze wszystkich grup macerałów w tym samym węglu. Fluorescencja jest zmienna – od silnej o barwach od złotej do jasnopomarańczowej i słabej o barwach od ciemnopomarańczowej do brunatnej; zanika na poziomie 1,3% Rr. Relief w węglach słabo uwęglonych jest silny, w miarę wzrostu stopnia uwęglenia zbliża się do reliefu witrynitu [18]. Liptynit jest ważnym, również technologicznie, składnikiem nisko i średnio uwęglonych węgli. W węglach karbońskich występuje regularnie w ilości około 15% [12]. Macerały grupy liptynitu przedstawia Tabela 3.

3.2.3. Grupa inertynitu

Grupę inertynitu stanowią macerały o niższej do zerowej reaktywności technologicznej. Inertynit zawiera wysoką zawartość pierwiastka C oraz niskie zawartości wodoru i tlenu. Barwa macerałów grupy jest szara, szarawo-biała do żółtawobiałej. Cechuje się reliefem wysokim do bardzo wysokiego. Posiada wysoką twardość i niską elastyczność, jest cięższy od witrynitu.

Tabela 3. Macerały węgla kamiennego (na podstawie Kruszewska [12], wg. ICCP)

Table 3. Macerals of hard coal (according to Kruszewska [12] after ICCP)

Grupa maceralów	Macerał i jego symbol	Submacerał	Odmiana macerału
WITRYNIT	telinit	telinit 1 i 2	kordaitotelinit
			fungotelinit
			ksylotelinit
			sigillariotelinit
	kolinit	telokolinit	.
		żelokolinit	
		desmokolinit	
		korpokolinit	
	witrodetrynit	.	.
LIPTYNIT (EGZYNIT)	sporynit	.	makrosporynit
			mikrosporynit
	kutynit	.	tenuikutynit
			krassikutynit
	rezynit	.	rezynit terpenowy
			rezynit lipidowy
			rezynit wtórny
	alginit	.	pila-alginit
			reinschia-alginit
	suberynit	.	.
	bituminit	.	.
	liptodetrynit	.	.
INERTYNIT	fuzynit	pirofuzynit	.
		degardofuzynit	
		fuzynit metamorficzny	
		fuzynit pierwotny	
	semifuzynit	.	
	makrynit	.	
	sklerotynit	fungosklerotynit	plektenchyminit
			korposklerotynit
			pseudokorposklerotynit
	inertodetrynit	.	.
	mikrynit		

Refleksyjność inertynitu jest najwyższa spośród grup macerałów w danym węglu. Do całkowicie inertnych macerałów grupy zaliczamy fuzynit oraz częściowo makrynit, semifuzynit i funginit – mają one negatywny wpływ na zachowanie się węgla w procesie spalania. Termin inertynit oznacza, że macerały tej grupy są obojętne w procesie koksowania – bardziej obojętne niż grupa liptynitu i witrynitu [18]. Reaktywny inertynit, charakteryzuje się podatnością na procesy technologiczne, w tym spalanie; należy tu zaliczyć mikrynit, część semifuzynitu oraz inertodetrynitu. Reaktywny inertynit w miarę wzrostu uwęglenia (w węglach chudych i antracytowych) staje się całkowicie inertny [12]. Macerały inertynitu zostały przedstawione w Tabeli 3.

4. Planowana metodologia badań przy tworzeniu NJMZ

Prace przy tworzeniu NJMZ polegać będą na rozeznaniu możliwości rynku potencjalnych odbiorców produktu i ocenie popytu na produkt oraz na opracowaniu efektywnych metod badań jakościowych i ilościowych. Otrzymane analizy posłużą nie tylko do określenia atrakcyjności rynku ale też do oceny możliwości i zagrożeń w odniesieniu do silnych i słabych stron danego zakładu górniczego. Zostanie określona wielkość rynku (obecna i w odniesieniu do wdrożenia produktu), tempo rozwoju rynku, jego rentowność i trendy rozwoju.

NJMZ powstaną w oparciu o dokumenty kartograficzne oraz wyniki pomiarów geodezyjnych i geologicznych, udokumentowanych w dziennikach pomiarowych [15]. W związku z powyższym zostanie opracowana koncepcja określająca ilość i jakość danych potrzebnych do stworzenia NJMZ. Opracowanie koncepcji będzie bazowało na informacjach uzyskanych przez władze i pracowników w trakcie przeprowadzanych rozmów i wywiadów z wytypowanymi, w drodze analizy rynku, ich doświadczeń i umiejętności, członkami zespołu badawczego.

Projekt zakłada również weryfikację dotychczasowych prac związanych z tworzeniem modeli i realizowaniem pokrewnych zadań. Zostanie ona przeprowadzona na podstawie dostępnej literatury naukowej, czasopism, opracowanych raportów oraz wywiadów eksperckich ze specjalistami w swojej dziedzinie, pracownikami jednostek naukowych itp. Zasób informacji pozyskany od ekspertów daje pogląd na panujące realnie praktyki handlowe, oczekiwania i zachowania odbiorców na analizowanym rynku branży węglowej. Weryfikacja rynku i sfery działania odbiorców produktu pozwoli m.in. na dopasowanie NJMZ do potrzeb i gustu nabywców, udoskonalenie i dopracowanie szczegółów. Uczyni to produkt bardziej konkurencyjnym i atrakcyjnym.

Niezbędna jest również analiza potencjalnych nabywców produktu oraz zidentyfikowanie ich preferencji, potrzeb i oczekiwań związanych z NJMZ. Badanie nabywców zostanie uzupełnione o analizę otoczenia zewnętrznego, czy-

li czynników makroekonomicznych. Mają one wpływ na otoczenie działania zainteresowanego nabywcy, jego stabilność ekonomiczną, warunki technologiczne i charakter potencjału wdrożeniowego produktu.

Baza danych stanowi podstawę tworzenia NJMZ i umożliwia utrzymanie jednego modelu złoża i jednego zestawu danych. NJMZ pozwala na równoczesną pracę wielu użytkownikom. Dostęp do bazy możliwy jest z dowolnego komputera, wchodzącego w skład systemu. Podczas tworzenia NJMZ zostanie więc przeprowadzona analiza możliwości funkcjonowania przykładowych plików i zbiorów danych, w celu ustalenia najbardziej funkcjonalnego modelu podłączenia bazy danych do środowiska graficznego istniejących programów i systemów. Zostaną również zaproponowane metody i narzędzia do najlepszego zabezpieczenia przed przypadkową lub celową ingerencją w jej zawartość [16]. Powyższe działania i metodyka ukierunkowane są na stworzenie ogólnej koncepcji wykorzystania i wdrożenia gospodarczego produktu, jakim jest NJMZ, w struktury zakładów górniczych. Wykonanie opisanych wyżej działań i szczegółowych analiz pozwoli na wyeliminowanie wielu błędnych założeń, zmniejszy nakłady środków materialnych, ludzkich i finansowych, zarówno po stronie wykonawcy NJMZ, jak i potencjalnego odbiorcy.

5. Podsumowanie

Współcześnie jakość węgla ocenia się na podstawie badań chemicznych i petrograficznych. Pod uwagę bierze się klasę, typ węgla i stopień uwęglenia. Pobieranie próbek odbywa się według wytycznych określonych w normach, najczęściej są to próby bruzdowe. Prawidłowy sposób pobrania próbki gwarantuje jak najmniejsze wahania wartości parametrów. Największe wahania obserwuje się w węglach energetycznych, gdyż węgle koksowe wymagają przed dostarczeniem do procesu przetwórczego, wcześniejszego wzbogacenia. Różnice w parametrach jakościowych dotyczą również poszczególnych pokładów w obrębie kilku kopalni.

Do dzisiaj przebadano i wykonano setki analiz petrograficznych i fizykochemicznych zarówno węgli jak i koksów. Zostały one zebrane w formie bazy danych działającej w systemie on-line. Baza ta, aktualizowana na bieżąco, stanowi doskonałą podstawę do dalszego wykorzystania w przemyśle węglowym przez kopalnie. Nadrzędnym celem, jaki postawili sobie i planują zrealizować autorzy niniejszego artykułu, jest zainteresowanie sektora węglowego opracowaniem i wdrożeniem narzędzia jakim jest Numeryczno-Jakościowy Model Złoża (NJMZ), oparty na badaniach petro-fizycznych.

Literatura:

[1] Bilans zasobów kopalin w Polsce wg stanu na 31.12.2014. Praca zbiorowa pod redakcją Szuflickiego M., Malon A., Tymińskiego M. Wyd. Państwowego Instytutu Geologicznego, Warszawa, 2015, s. 41-51.
[2] Czapliński A.: Węgiel kamienny. Kraków: Wydawnictwo AGH, 1994, s. 210.
[3] Dembowski Z.: Ogólne dane o Górnośląskim Zagłębiu Węglowym. Państw. Inst. Geol. Tom LXI, Warszawa, 1972, s. 9-16.
[4] Diessel, C.F.K. 1986. On the correlation between coal facies and depositional environments, in Advances in the study of the Sydney basin: Proceedings of the 20th Newcastle Symposium, Newcastle, N.S.W., The University of Newcastle, Publication 246, p. 19-22.
[5] Diessel C.F.K. 1992. Coal-Bearing Depositional Systems. Springer-Verlag, Berlin. 721 pp.
[6] International Classification of Seam Coals, Final Version. Economic Commission For Europe, Committee On Energy, Working Party On Coal, Fifth session, 1995.
[7] Jasieńko S.: Chemia i fizyka węgla. Wrocław: Oficyna Wydawnicza Politechniki Śląskiej, 1995, s. 14 – 52.
[8] Jureczka J.: Nowe dane o charakterystyce litostratygraficznej kontaktu serii paralicznej i górnośląskiej serii piaskowcowej karbonu zachodniej części Górnośląskiego Zagłębia Węglowego. Materiały XI Sympozjum Geologia Formacji Węglonośnych Polski. Wyd. AGH, 1988, Kraków.
[9] Konstantynowicz E.: Geologia surowców mineralnych: T.11 Surowce energetyczne. Katowice: Wydawnictwo Uniwersytetu Śląskiego, 1984, s. 357.
[10] Kotas A., Buła, Z. & JURECZKA, J.: Problematyka podziału litostratygraficznego Górnośląskiej serii piaskowcowej karbonu GZW w świetle zasad kodeksu stratygraficznego, 55-61. XI Sympozjum – Geologia formacji węglonośnych Polski. Wydawnictwo AGH, 1988, Kraków.
[11] Kotas A., Gądek S., Buła Z., Kwarciński J., Malicki, J.: Atlas geologiczny GZW. Mapy jakości węgla (1:100 000). Warszawa, 1983, Państwowy Instytut Geologiczny.
[12] Kruszewska K., Dybova-Jachowicz S.: Zarys petrologii węgla. Katowice, Wydawnictwo Uniwersytetu Śląskiego, 1997, s. 166 – 18.
[13] Mie1ecki T., Krzyżanowska W.: Charakterystyka chemiczna popiołów węgli górnośląskich (próbki pokładowe). Pr. GIG, Seria M, Monografia Polskich Węgli, 1961 z. 7, komunikat nr 273.
[14] Ney R.: Surowce mineralne Polski – surowce energetyczne. Kraków, Wydawnictwo Centrum PPGSMiE PAN, 1996, s. 387.
[15] Poniewiera M.: Model numeryczny złoża węgla kamiennego i jego praktyczne zastosowania. Wiadomości Górnicze, 2010, 61 nr 7/8, s. 458-465.
[16] Poniewiera M., Zientek D.: Technologia generowania map pochodnych, w różnych skalach, na podstawie numerycznej mapy podstawowej. Materiały konferencji naukowo-technicznej „VIII Dni Miernictwa Górniczego i Ochrony Terenów Górniczych". Ustroń 15-17 czerwiec 2005, s. 465 – 473.
[17] Róg L.: Wpływ budowy petrograficznej i chemicznej węgla kamiennego na temperaturę topliwości popiołu. Prace naukowe GIG, nr 1, 2003, s.73 – 96.
[18] Taylor G.H., Teichmüller M., Davis A., Diessel C.F.K., Littke R., Robert P.: Organic Petrology. Gebrüder Borntraeger. 1998. Berlin. Stuttgart. 704 pp.

NUMERICAL MODEL OF BITUMINOUS COAL DEPOSIT CONSTRUCTED ON THE BASE OF COAL QUALITY PARAMIETERS – PART I

S u m m a r y

Based on the available publications and ongoing projects in the geodetic and geological industry, it has been found that the so-called numerical models of deposits are effectively implemented at hard coal mines e.g. in JSW S.A. If the coal quality is taken into account, the Numerical and Qualitative Model of the Deposit (NQMD) is obtained. The innovativeness of the proposed solution forms the basis to take actions aimed at implementing the results of basic research in business practice. The aforementioned innovativeness is based on the use of petrographic and physico-chemical studies that form the basis for determining the quality and suitability of coal. What is more, the data included in the Numerical and Qualitative Model of the Deposit will fill the gap that still exists in the coal sector despite numerous studies, usually focusing on both the physicochemical and reservoir properties of coal.

Keywords: coal mining, numerical mineral deposit models, lithotypes, vitrinite, liptinite, inertinite, vitrinite reflectance

Przesłano do redakcji:30.05.2015
Przyjęto do druku:10.01.2016

DOI: 10.7862/rb.2015.203

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (4/15), październik-grudzień 2015, s. 395-404

Angelika RACZAK[1]
Barbara MARKIEWICZ[2]
Magdalena BATKO[3]

ANALIZA NUMERYCZNA ROZKŁADU NAPRĘŻEŃ SKRĘCONEGO I OBCIĄŻONEGO ARKUSZA BLACHY FAŁDOWEJ

Blachy fałdowe charakteryzują się wysoką ortotropią geometryczną, co daje możliwość kształtowania różnorakich postaci powłokowych. Wykorzystanie dowolnej deformacji arkuszy blach w celu uzyskania urozmaiconych kształtów przekryć wymaga stosowania odpowiedniej procedury projektowej. Celem niniejszej pracy było określenie rozkładu naprężeń w skręcanym i obciążonym arkuszu blachy za pomocą metody elementów skończonych w programie ADINA 9.0. Analizę przeprowadzono na modelu powłokowym shell, przyjęto siatkę elementów skończonych ośmiowęzłowych. Wybrano blachę typu T85x0,72 o długości 5,0m i obciążono 1kN/m^2 na całej powierzchni. Blachę oparto na kierownicach zależnie od przypadku: prosta – prosta, prosta – łuk o promieniu 2m lub prosta – łuk o promieniu 4m. W każdym z trzech przypadków modelowano obrót w postaci zadania przemieszczeń na końcach kierownic, w celu uzyskania kątów o wartości: 0°, 5°, 10°, 15°, 20°. Następnie odczytano wyniki w postaci naprężeń zredukowanych, których średnia mieściła się w granicach od 0,2-5MPa w zależności od przypadku. Z przeprowadzonej analizy wywnioskowano, że wraz ze wzrostem kąta skręcania rosną naprężenia efektywne, zarówno średnie, jak i ekstremalne. Im większy kąt skręcania tym większa różnica między naprężeniem średnim a maksymalnym. Naprężenia były skoncentrowane w miejscach występowania łączników. Ponadto zmieniają się one w zależności od przypadku kombinacji podpór i od kąta skręcania. Znając kąt skręcania poszczególnych fałd w powłoce, niezależnie od rodzaju podparcia można określić przyrost szerokości arkusza oraz naprężeń efektywnych. Istnieje zatem ścisły związek pomiędzy zmianą szerokości fałdy, a zmianą naprężeń.

Słowa kluczowe: kształtowanie powłok, deformacja sprężysta, analiza MES, jednostkowy kąt skręcania

[1] Autor do korespondencji: Angelika Raczak, Politechnika Rzeszowska, al. Powstańców Warszawy12, 35-959 Rzeszów, angelikaraczak@prz.edu.pl

[2] Barbara Markiewicz, Politechnika Rzeszowska, al. Powstańców Warszawy 12 35-959 Rzeszów, bmarkiewicz@stud.prz.edu.pl

[3] Magdalena Batko, Politechnika Rzeszowska, al. Powstańców Warszawy 12 35-959 Rzeszów, magdalenabatko89@gmail.com

1. Wstęp

Blachy fałdowe mają wiele zastosowań w budownictwie, jednym z nich jest kształtowanie przekryć powłokowych. Dzięki ich wysokiej ortotropii geometrycznej istnieje możliwość uzyskania różnorodnych form powłokowych, nie tylko walcowych i paraboliczno-hiperbolicznych. Formy te nadawane są poprzez sprężystą deformację arkusza blach.

Wyróżniamy trzy podstawowe rodzaje deformacji arkuszy blach [1, 2, 3]:

- *deformacja giętna*, powstająca w wyniku swobodnego zginania arkusza blachy fałdowej, z zachowaniem prostoliniowości i równoległości jego tworzących;
- *deformacja skrętna,* powstająca w wyniku swobodnego skręcania arkusza blachy, w wyniku której tworzące są parami skośne;
- *deformacja giętno-skrętna*, powstająca w wyniku złożenia dwóch wymienionych wyżej deformacji.

Tak więc zakres deformacji jest wielki, co pozwala tworzyć postacie powłok dowolnie wygiętych lub skręconych, o dużej wyniosłości i dużych jednostkowych kątach skręcania arkuszy (Rys.1). Zastosowanie dowolnych powłokowych form geometrycznych wymaga przestrzegania odpowiedniej procedury projektowania, obejmującej dwie fazy: kształtowanie postaci geometrycznej powłoki oraz analizę wytrzymałościową ukształtowanej powłoki [4]. Przedstawione podejście obliczeniowe, opisane szczegółowo w pozycji [3], zostało poparte badaniami doświadczalnymi i analizami numerycznymi oraz realizacjami kilku obiektów.

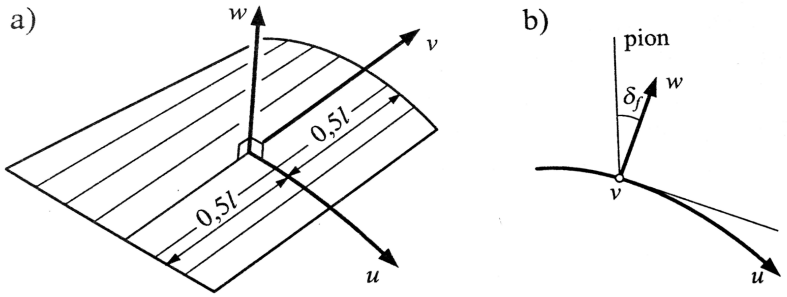


Rys. 1. Arkusz blachy fałdowej swobodnie skręcony i wygięty na stanowisku badawczym [5]

Fig. 1. Corrugated metal sheet twisted and bent on the test bench [5]

Projektowanie konstrukcji powłokowych z blach fałdowych musi opierać się na warunkach podanych w Eurokodzie 3, dla wyznaczonych wcześniej obciążeń i charakterystyk elementu. Niestety nie jest to łatwe, gdyż powłoka jako element

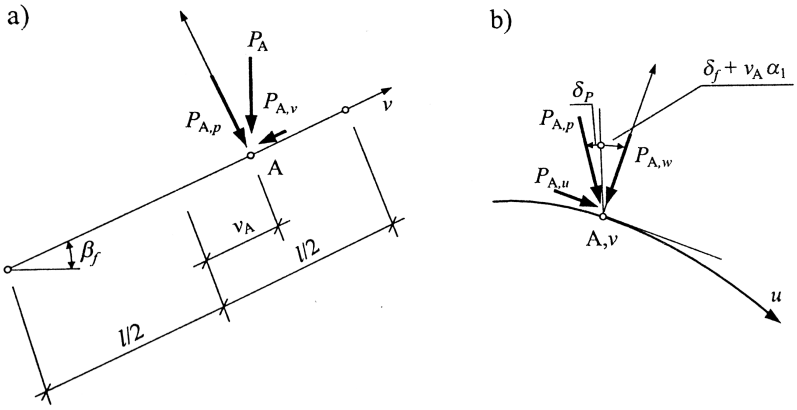
powierzchniowy charakteryzuje się zmiennością obciążenia i geometrii zależnie od krzywizny konstrukcji. Dlatego też przy projektowaniu takich powłok należy przyjąć, że obiekt ten złożony jest z wielu prętów, z których każdy odwzorowuje pojedynczą fałdę blachy [6]. Spośród wszystkich prętów należy wybrać jeden najbardziej niekorzystny wytrzymałościowo, następnie dla niego zebrać obciążenie i przeprowadzić obliczenia. W tym celu należy obrać powłokowy, ortogonalny układ współrzędnych (Rys. 2), następnie rozłożyć działające



Rys. 2. Powłokowy układ współrzędnych [6]

Fig. 2. The curvilinear coordinate system of the shell [6]

obciążenie na składowe równoległe i prostopadłe do osi fałdy (Rys. 3a), następnie obciążenie prostopadłe rozdzielić na normalne i styczne do powłoki (Rys. 3b). Przekrój fałdy zginanej dwukierunkowo posiada zmienne na długości powłoki momenty bezwładności, z powodu jej krzywizny. Możliwe jest więc przeanalizowanie fałdy poprzez rozkład obciążenia na odpowiednie kierunki w odniesieniu do jej przekroju lub też ustosunkowanie obciążenia do różnych momentów bezwładności.



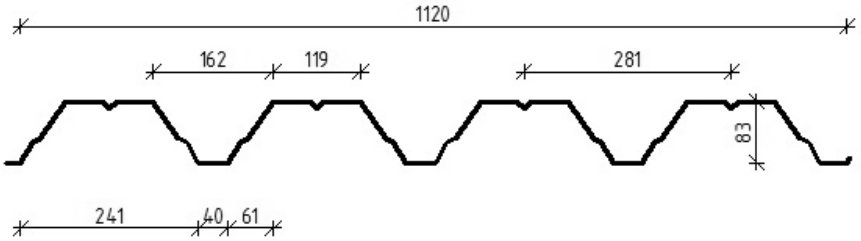
Rys. 3. Rozkład obciążenia na fałdzie [6]

Fig. 3. Load distribution on the fold [6]

2. Analiza numeryczna

2.1. Założenia

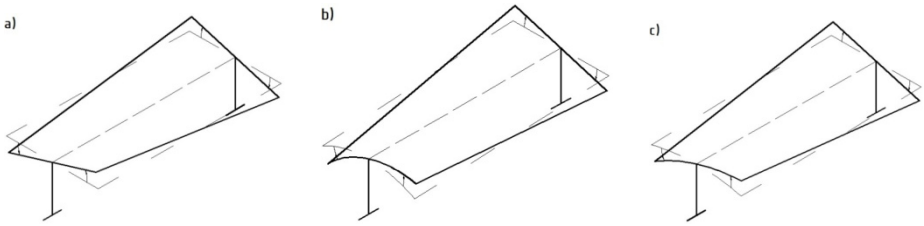
Celem niniejszej pracy było przeprowadzenie badań symulacyjnych i określenie zachowania się skręconego i obciążonego arkusza blachy fałdowej. Z powodu ortotropowej budowy arkusza wybrano metodę elementów skończonych, która sprowadzała się do zbudowania modelu skręcanego arkusza w programie ADINA. Analizę przeprowadzono dla jednego rodzaju blachy fałdowej firmy RUUKKI T85, o grubości ścianki 0,72 mm (grubość bez powłoki ochronnej) i całkowitej długości arkusza 5,0 m (Rys.4). Przyjęto stałą wartość obciążenia zewnętrznego równomiernie rozłożonego na całej powierzchni powłoki (za wyjątkiem zakładki) o wartości równej 1 kN/m^2 na kierunku z. Obciążenie to może być interpretowane jako grawitacyjne obciążenie np. śniegiem, wręcz kluczowe dla tego rodzaju konstrukcji.



Rys. 4. Przekrój poprzeczny arkusza blachy fałdowej T85

Fig. 4. Cross section of the corrugated metal sheet T85

Parametrami zmiennymi były natomiast: kąt skręcania arkusza oraz rodzaj zastosowanych kierownic. Schematycznie analizowane przypadki skręcania arkusza dla poszczególnych kombinacji podpór przedstawiono na Rys. 5.



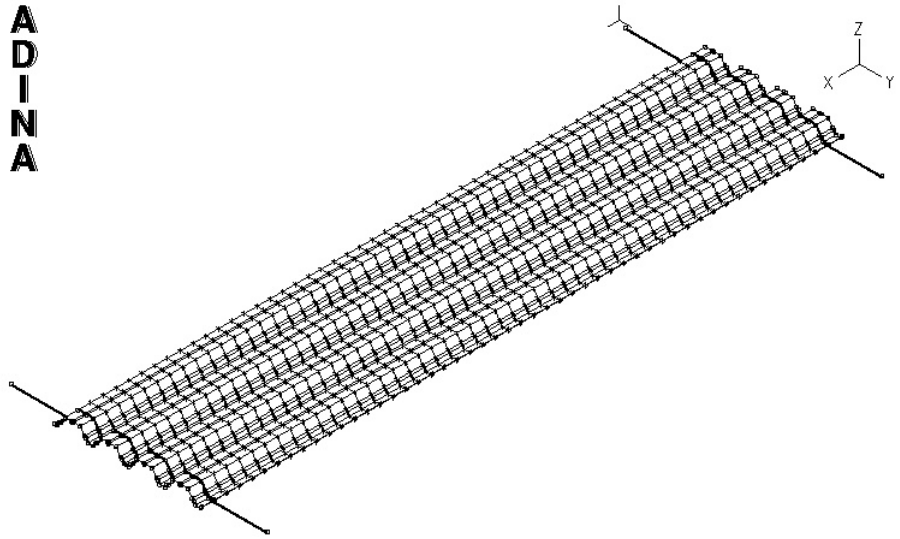
Rys. 5. Badane typy podparć: a) prosta – prosta, b)łuk r=2m – prosta, c) łuk r=4m – prosta

Fig. 5. Considered types of supports: a) both straight, b) circular arc of r=2m- straight, c) circular arc of r=4m - straight

Arkusz blachy ułożono pozytywnie i skręcano w jedną stonę (jak na Rys. 5) o wartość: 0°, 5°, 10°, 15° i 20°.

2.2. Opis przyjętego modelu MES

W ramach badań wykonano model MES, dla którego przeprowadzono symulację komputerową danego arkusza blachy fałdowej. Model wykonany został w programie ADINA (wersja 9.0). Arkusz blachy fałdowej zamodelowano za pomocą elementów powłokowych typu shell [7]. Zastosowano siatkę elementów prostokątnych 8-węzłowych o wymiarach: szerokość do zagięcia arkusza (fałdę z mocowaniem punktowym w środku podzielono dodatkowo symetrycznie w osi tych mocowań) i długość 100 mm (2350 elementów). Nie modelowano łączników. W odległości 100 mm od krawędzi zastosowano punktowe zamocowanie przegubowe xyz w dwóch punktach osi blachy, pozostała część blachy została oparta na kierownicach z wykorzystaniem metody kontaktu [7]. Kontakt zamodelowano w taki sposób, aby blacha mogła się swobodnie odkształcać, założono brak tarcia. Na Rys. 6 został przedstawiony widok modelu MES blachy fałdowej z programu ADINA.



Rys. 6. Widok modelu MES blachy fałdowej z programu ADINA (kąt obrotu 0°).

Fig. 6. The finite element (FE) model of corrugated metal sheet in ADINA (0° angle of rotation).

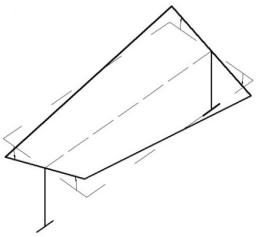
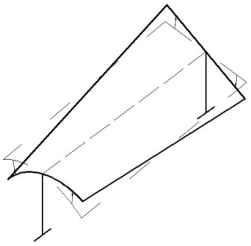
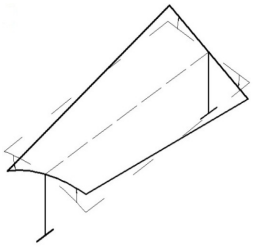
Materiał zamodelowano jako sprężysty izotropowy. Przyjęto moduł Younga równy 210 GPa, współczynnik Poissona 0,3 oraz gęstość 7860 kg/m^3. W obliczeniach uwzględniono ciężar własny blachy.

Obrót arkusza blachy fałdowej zrealizowano poprzez zadanie jako obciążenia przemieszczeń na końcach kierownic, tak aby uzyskać pożądany kąt obrotu. Podczas skręcania następowało zwiększenie szerokości arkusza w miejscu oparcia na kierownicach.

3. Analiza wyników symulacji komputerowych

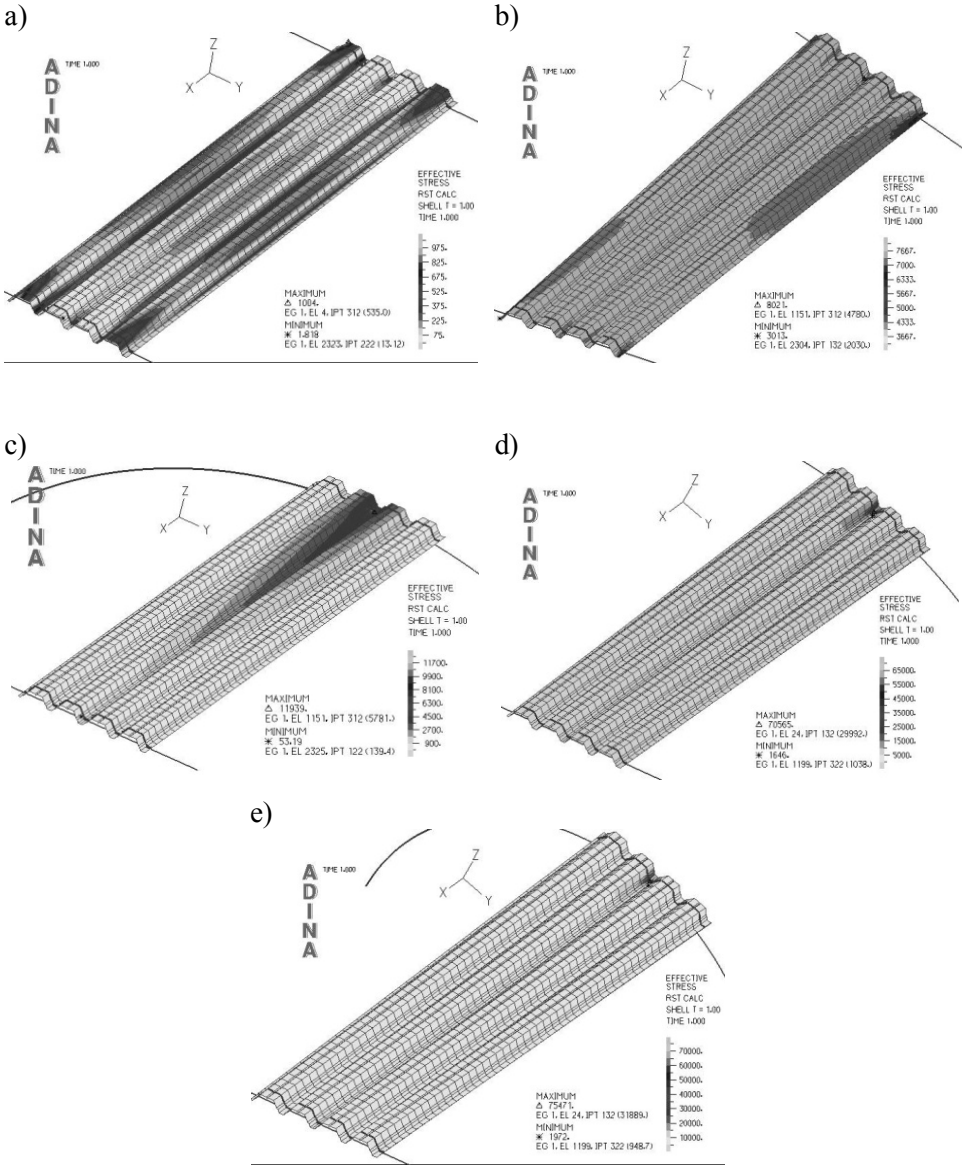
Tabela 1. Zestawienie wyników analizy numerycznej.

Table 1. Summary of the numerical analysis results.

Kąt obrotu [°]	Naprężenia efektywne max/min [MPa]		
	Dwie kierownice proste 	Jedna łukowa r=2m 	Jedna łukowa r=4m 
0	1,00 / 0,002 średnie: 0,2	11,94 / 0,05 średnie: 1,8	11,94 / 0,05 średnie: 1,8
5	2,37 / 0,71 średnie: 1,3	18,05 / 0,22 średnie: 2,0	18,30 / 0,26 średnie: 2,0
10	4,19 / 1,53 średnie: 2,2	34,59 / 0,65 średnie: 3,0	34,84 / 0,65 średnie: 3,0
15	6,09 / 2,27 średnie: 3,5	52,90 / 1,90 średnie: 4,0	51,06 / 1,75 średnie: 4,0
20	8,021 / 3,013 średnie: 5,0	75,471 / 1,972 średnie: 5,0	70,57 / 1,65 średnie: 5,0

Wyniki analizy numerycznej przedstawiono w postaci tabeli (Tabela 1), która przedstawia minimalne, średnie i maksymalne naprężenia efektywne jakie otrzymano dla różnych przypadków skręcania arkusza i dla zadanych kombinacji podpór. Naprężenia efektywne przedstawiono w MPa. Średnia wartość naprężeń zredukowanych mieści się w granicach od 0,2-5 MPa w zależności od zastosowanej kombinacji podpór.

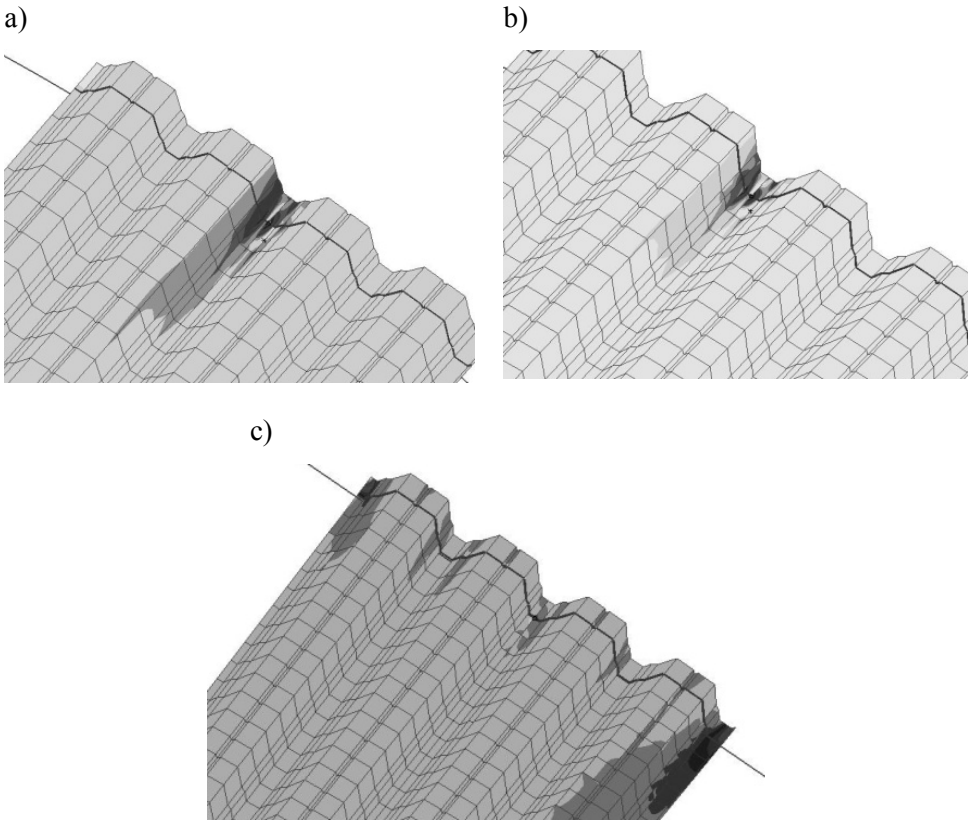
Mapy naprężeń zredukowanych dla wybranych przypadków kombinacji podpór przedstawiono na Rys. 7. Naprężenia efektywne przedstawiono w kPa.



Rys. 7. Mapy naprężeń dla przypadków: a) kierownice proste, kąt 0º, b) kierownice proste, kąt 20º, c) jedna kierownica łukowa o r = 4m, kąt 0º, d) jedna kierownica łukowa o r = 4m, kąt 20º, e) jedna kierownica łukowa o r = 2m, kąt 20º.

Fig. 7. Maps of stress for different shaped supporting profiles: a) both straight, angle 0 °, b) both straight, the angle of 20º, c) one arc of r = 4m, the angle of 0°, d) one arc of r = 4m, the angle of 20º, e) one arc with r = 2m, the angle of 20º.

Jak widać rozkład naprężeń jest ujednolicony na całej blasze, za wyjątkiem miejsc występowania łączników. Dla przypadku z prostymi kierownicami, praca blachy była bardziej równomierna, a różnice pomiędzy naprężeniami średnimi i ekstremalnymi były stosunkowo niewielkie ze względu na styk występujący na całej szerokości blachy. Mapy naprężeń dla przypadków prosta – łuk o r=2m i prosta – łuk o r=4m wyglądają podobnie, widoczna jest koncentracja naprężeń w miejscach występowania łączników (Rys. 8a,b), w przeciwieństwie do przypadku z prostymi kierownicami (Rys. 8c), gdzie styk znajdował się na całej szerokości blachy.



Rys. 8. Rozkład naprężeń w miejscach połączeń: a) jedna kierownica łukowa o r = 2m, kąt 20º, b) jedna kierownica łukowa o r = 4m, kąt 20º, c) kierownice proste, kąt 20º.

Fig. 8. Stress distribution in supported area: a) one arc of r = 2m, the angle of 20º, b) one arc of r = 4m, the angle of 20º, c) both straight, the angle of 20º.

4. Podsumowanie i wnioski

Blachy fałdowe mają wysoką ortotropię geometryczną, co daje możliwości kształtowania różnorakich postaci powłokowych. Powstają one dzięki sprężystej deformacji arkuszy. Poszczególne fałdy zmieniają swoją szerokość podczas skręcania powodują zginanie ścianek arkusza. Pojawiający się stan naprężeń w skręcanym arkuszu blachy fałdowej jest bardzo skomplikowany.

Analizując wyniki symulacji komputerowych można zauważyć, że wraz ze wzrostem kąta skręcania rosną naprężenia efektywne, zarówno średnie, jak i ekstremalne. Naprężenia te zmieniają się w zależności od stosowanej kombinacji podpór. W przypadku gdzie występowały dwie kierownice proste rozkład naprężeń był ujednolicony, a różnice pomiędzy naprężeniami były niewielkie. Wynikało to z tego, że styk występował na całej szerokości blachy. W przypadkach prosta-łuk widoczna jest koncentracja naprężeń w miejscach występowania łączników. Rozkład naprężeń dla przypadków prosta – łuk o r=2m i prosta – łuk o r=4m wyglądają podobnie ze względu na niewielką wartość obciążenia, blacha jest sztywna i opiera się wtedy w punkcie styku.

Znając kąt skręcania poszczególnych fałd w powłoce, niezależnie od rodzaju podparcia można określić przyrost szerokości arkusza oraz naprężeń efektywnych. Istnieje zatem ścisły związek pomiędzy zmianą szerokości fałdy, a zmianą naprężeń.

Na podstawie dotychczasowych podobnych badań numerycznych i doświadczalnych zrealizowanych na Politechnice Rzeszowskiej można stwierdzić poprawność otrzymanych wyników i wyciągniętych wniosków [4,5,6].

Literatura

[1] Kiełbasa Z.: Modelowanie komputerowe skręcanego arkusza blachy fałdowej, Sympozjum Projektowanie koncepcyjne- kształtowanie konstrukcji, konstrukcje z blach fałdowych, konstrukcje cienkościenne: Sympozjum z cyklu „Nowe Osiągnięcia Nauki i Techniki w Budownictwie, Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2001.

[2] Kiełbasa Z.: Wytężenia w ściankach skręcanego arkusza blachy fałdowej, Budownictwo i Inżynieria Środowiska, z. 32, 2000, s. 224-232.

[3] Reichhart A.: Kształtowanie geometryczne i konstrukcyjne powłok z blach fałdowych, Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2002.

[4] Reichhart A.: Zasady kształtowania i analizy przekryć powłokowych z blach fałdowych, Inżynieria i Budownictwo, nr 9, 2012, s. 462-466.

[5] Wasilewski A.: Wpływ krzywizny powłoki z blach fałdowych na jej sztywność i nośność, Praca dyplomowa magisterska, Rzeszów 2013.

[6] Teliga A., Uliasz P.: Badania zmian postaciowych i odkształceń skręcanego i zginanego arkusza blachy fałdowej, Praca dyplomowa magisterska, Rzeszów 2011.

[7] Bathe K.J.: Theory and Modeling Guide Volume I: ADINA Solids & Structures, ADINA R&D, Inc., Watertown 2012

NUMERICAL ANALYSIS OF STRESS DISTRIBUTION FOR TWISTED AND LOADED CORRUGATED METAL SHEETS

S u m m a r y

Corrugated sheets are highly geometrically orthotropic structures, what gives the opportunity to create the various forms of shells. The use of any deformation of the metal sheet in order to achieve varied shaped cladding or roofing requires an appropriate design procedure.

The aim of this study was to determine stress distribution in the twisted and loaded sheet using the finite element method software - ADINA 9.0. The analysis was conducted with the eight-node shell model of T85x0,72 sheet with a length of 5.0 m. The sheet was loaded 1kN / m^2 on the whole surface and placed on two profiles, which depending on the case were: both straight, straight and arc shaped with a radius of 2m or 4m. In each of these three cases, there were considered rotations of the supporting profiles with respect to each other of the following angle: 0 °, 5 °, 10 °, 15 °, 20 °. As a result effective stresses were obtained, of which mean ranged from 0.2 to 5MPa, depending on the case. The analysis concluded that the effective stress rising with the increase of the angle of twist, both the mean and the extreme values. What is more, the greater the rotation angle, the greater the difference between the mean and maximum stress. The stresses were concentrated in locations of connectors. The analysis showed that the stress vary depending on types of the support and angles of twist. Knowing the steering angle of each fold in the shell, regardless of type of support, the width of the sheet and the increase in effective stress can be specified. There is therefore a close relationship between the change in the width of the folds and the change in stress.

Keywords: shaping of sheets, elastic deformation, FEM analysis, unit twist angle

Przesłano do redakcji:30.05.2015
Przyjęto do druku:10.01.2016

DOI: 10.7862/rb.2015.204

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (4/15), październik-grudzień 2015, s. 405-415

Marta RYMAR[1]
Lucjan ŚLĘCZKA[2]

RESISTANCE AND DURABILITY ANALYSIS OF STEEL SUPPORTING STRUCTURE ON THE BELL TOWER OF ST. TRINITY CHURCH IN KROSNO

The paper describes the analysis of steel structure, supporting three bells in the belfry of St. Trinity Church in Krosno. The structure is dated from 1928 and has a form of riveted space truss, with slender members. The total mass of all bells, coming from the 17th century, is nearly equal to 4200 kilograms, so the dynamic forces coming from bells swinging are quite large. The paper describes specific problems associated with assessing the resistance of old steel structure, treated as a relic. The analysis covered technical condition assessment of the structure, evaluation of actions and environmental influences, mechanical parameters prediction of steel and rivets by non-destructive methods and also static and dynamic analysis of the structure. According to many years of exploitation, the fatigue verifications were also performed using the classification method.

Keywords: bell tower, static analysis, dynamic analysis, fatigue

1. Introduction

Krosno is a town situated in the south of the Podkarpackie Province. It is famous from many relics, monuments and old buildings. One of them is the bell tower of St. Trinity church, containing bells dating from the 17th century. There are three bells housed in the belfry, called Urban, Maryan and Jan. The largest one is Urban, with diameter equal to 1535 mm. It has about 2400 kilograms in weight and is commonly considered as one of the largest historical bells in Poland. The total mass of all three bells is close to 4200 kilograms, so the dynamic actions produced by swinging have a great effect on the supporting structure and on the tower. Steel structure directly supporting the bells

[1] Marta Rymar, Historic Preservation Officer in Krosno, ul. Staszica 2, 38-400 Krosno, tel. 13 47 436 31, rymar.marta@um.krosno.pl
[2] Author for correspondence: Lucjan Ślęczka, Politechnika Rzeszowska, Katedra Konstrukcji Budowlanych, ul. Poznańska 2, 35-084 Rzeszów, sleczka@prz.edu.pl

in the bell chamber is dated from 1928 and has a form of riveted space truss. Recently, the interior of the belfry became publicly available. According to the safety reasons, the supporting steel structure was analyzed to assess its strength and durability.

2. Cultural and historical background

The bell tower of St. Trinity Church in Krosno was built between 1637 and 1651. It was founded by Robert Wojciech Portius (Gilbert Porteous Lanxeth), citizen of Krosno from 1621, native of Scotland. The main body of tower has a nearly square section. Its width is about 8,8÷9,0 (Fig. 1 and 2). The main body is made of masonry. The thickness of the walls is 2,2 m at the wall basement and 1,25 m at the level of the bells' chamber (+9,54). The tower crown has a timber structure. The total height of the tower is 38,0 m. One wall of the tower is connected with the presbytery.



Fig. 1. North façade of the bell tower
Rys. 1 Północna fasada wieży dzwonnicy

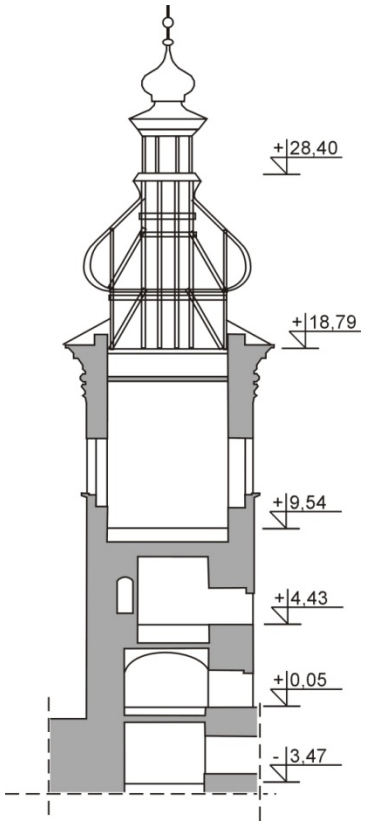


Fig. 2. General diagram of the tower
Rys. 2 Ogólny przekrój wieży

There are three bells in the belfry, Urban, Jan and Maryan, supported by steel yokes and truss structure, (Fig. 3). They were casted in 1639 by Szczepan Meutel and Jerzy Olivier. Urban is considered as one of the largest historical bells in Poland. Larger are only The Royal Sigismund Bell in the Sigismund Tower of the Wawel Cathedral in the Kraków and Tuba Dei bell hanging in the tower of Ss. Johns Cathedral in Toruń.

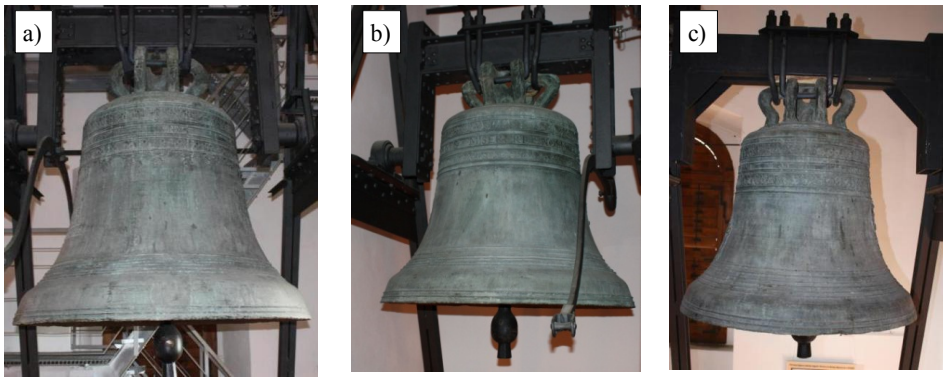


Fig. 3. Bells and their yokes: a) Urban, b) Jan, c) Maryan

Rys. 3. Dzwony i ich jarzma: a) Urban, b) Jan, c) Maryan

3. The technical condition of a steel structure

3.1 Geometric shape of the load-bearing system

The main load-bearing steel structure, directly supporting the bells in the bell chamber, consists of riveted space truss supported by three steel beams. Structure is dated from 1928. The original design documentation and static calculations are missing. So, for identification of their geometrical arrangement, visual inspection was used with appropriate measuring equipment. General view of recognized static system is shown in Fig. 4.

Elements of structure are made of hot-rolled UPN sections. Leg members forming the main components of the structure are battened build-up elements, connected through packing plates, but with too long distances between packing plates to check element for buckling as a single integral member. Bracing members are made of single or double UPN sections connected only at the beginning and in the end of element, without intermediate battens. Three steel joist, supporting the whole structure are made of IPN240 sections, and each of them has span equal to 6,3 m.

During the inspection, all steel shapes were checked to find out their type. Some of them were old-fashioned and are not in production today, so their section properties were read from textbooks from the beginning of last century [4],

[11]. Thickness measurement of the web and flange enabled to assess rolling tolerances and size of potential corrosion losses. The influence of the environment on the structure was determined by assessment of the condition of surface protection.

The state of the structure as a whole was identified as a good, and there were no signs of degradation or damage. Also it was checked that the structure did not show any distortion or excessive vibration of load-bearing system parts during the dynamic action of the bells.

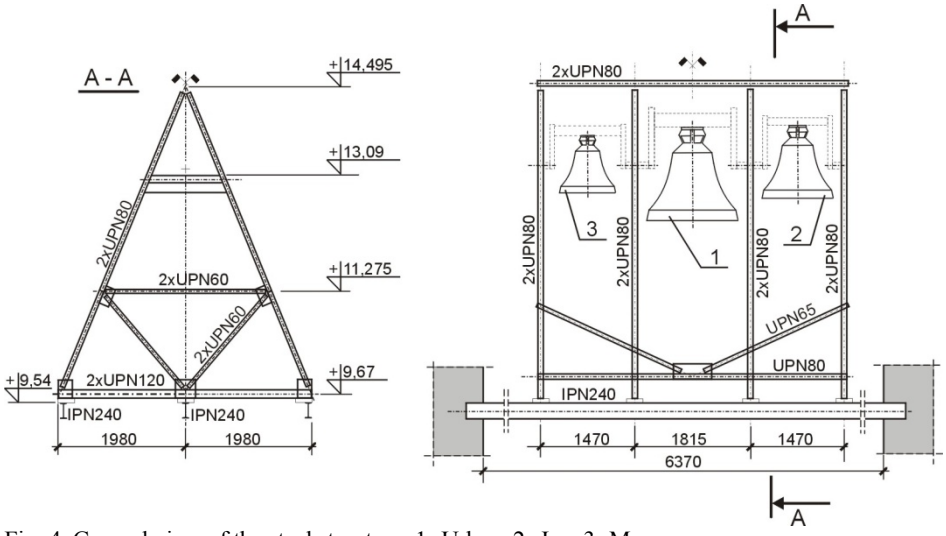


Fig. 4. General view of the steel structure: 1- Urban, 2- Jan, 3- Maryan

Rys. 4. Ogólny widok konstrukcji stalowej: 1 - Urban, 2 - Jan, 3 - Maryan

3.2 Mechanical properties of steel and connectors

It was not possible to collect any samples of material to take direct destructive tests, because the structure is now treated as a relic, so non-destructive methods were used to determine the crucial properties of a material. The hardness test of steel and connectors (rivets) was applied and relationship given from literature [6] has enabled to estimate strength parameters:

$$R_e = 2{,}418 \cdot HB;\ R_m = 3{,}224 \cdot HB; \tag{1}$$

where: HB is Brinell hardness.

Although it is considered that the results of hardness measurement for historical steel should be treated with caution, obtained results give insight into real mechanical parameters of steel.

To provide proper measurements, the portable hardness tester (type TH170) was used in case of sections. Measurements were done in three

areas (flanges of two beams and the gusset plate). There were at least six measurement points in each area. A few rivets were cut-off during the change of the steel yoke few years ago, so testing of the rivets could be performed in laboratory, not in situ.

Obtained results are presented in Table 1 and 2, as mean values from measurements and calculated standard deviation.

Table 1. The mechanical parameters of the steel based on hardness testing

Tabela 1. Mechaniczne parametry stali w oparciu o badania twardości

	R_e [N/mm^2]	R_m [N/mm^2]
Mean value	305	406
Standard deviation	20	27

Table 2. The mechanical parameters of the rivets based on hardness testing

Tabela 2. Mechaniczne parametry nitów w oparciu o badania twardości

	R_{er} [N/mm^2]	R_{mr} [N/mm^2]
Mean value	318	423
Standard deviation	8	11

3.3 Connections

The whole structure is riveted, with bolted erection joints. The diameter of rivets, used to connect main elements, is equal to 21 mm. The bolts are not marked and they have diameter 16 mm. All exposed connections were checked on the occurrence of possible cracks. Loosening of bolts and rivets was checked visually by tapping.

4. Assessment of load-bearing structure

It was decided, that structural resistance, serviceability and durability of structure would be checked using the present valid standards and regulations (Eurodode 3) [1], [4]. Previous standards and regulations [3], [13] served only as informative background.

4.1 Actions

A bell is physical pendulum, i.e. rigid body with a mass, free to rotate about a fixed horizontal axis of rotation [12]. Bell's movement causes periodic horizontal H and vertical V forces, shown in Fig. 5. In Eurocode family there is no standard giving directly design guidance and actions coming from bell's motion. The forces arising from ringing have been taken from DIN 4178 [5].

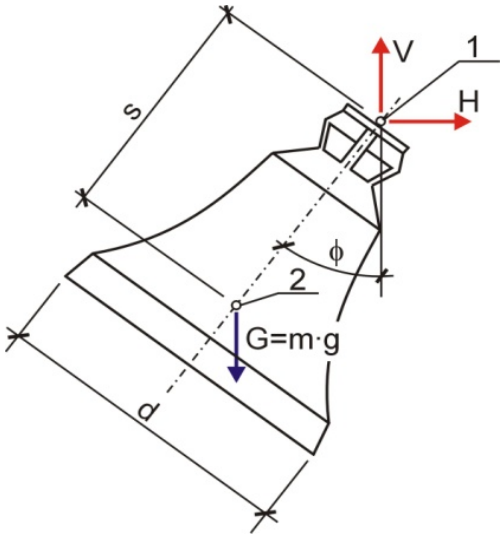


Fig. 5. Vertical and horizontal forces associated with bell movements; 1 - axis of rotation, 2 – centre of gravity, m – mass of a bell, ϕ – angular displacement

Rys. 5.Pionowe i poziome siły związane z ruchem dzwonu; 1 – oś obrotu, 2 – środek ciężkości, m – masa dzwonu, ϕ – przemieszczenie kątowe

The main parameters influencing the forces associated with bell movement are: bell diameter d_n, weight of bell G_n, swing angle α_n (maximum value of angular displacement ϕ), shape factor c_n and strike rate N. Such parameters, for bells housed in considered belfry, are shown in Table 3. All bells are suspended by cranked steel yokes.

Table 3. Bells housed in the belfry and their main parameters

Tabela 3. Pomieszczenie dzwonów w dzwonnicy i ich główne parametry

No.	Name	Basic tone, [-]	Diameter of the bell, d_n [mm]	Swing angle, α_n [°]	Weight of bell, G_n [kN]	Strike rate, N [1/min]
1	Urban	cis1	1535	64	24	46
2	Jan	e1	1200	54	12	50
3	Maryan	gis1	950	56	5,8	56

Static values of actions coming from excitations were considered as two cases of loading, for each bell. First one was the situation of the maximum horizontal force $H_{n,max}$ and accompanying value of the vertical force V_n, second one was the case of the maximum vertical force $V_{n,max}$ with accompanying value of the vertical force H_n=0. Values of considered actions were calculated using the expressions [5]:

$$H_{n,\max} = c_n \cdot G_n \cdot \lambda_{\max,h}(\alpha_n) \tag{2}$$

$$V_n = c_n \cdot G_n \cdot \lambda_{zug,v}(\alpha_n) + G_n \tag{3}$$

$$V_{n,\max} = c_n \cdot G_n \cdot \lambda_{\max,v}(\alpha_n) + G_n \tag{4}$$

where: $\lambda_{max,h}$, $\lambda_{max,v}$, $\lambda_{zug,v}$ are coefficients describing the ratio of the dynamic force amplitude to the weight of the bell, and

c_n is shape factor, giving the ratio of s length (distance from center of gravity to axis of rotation, see Fig. 5) to the effective length of simple gravity pendulum with the same period of the motion, as considered bell.

Values of horizontal and vertical forces obtained from equations (2)÷(4) and examined cases of loading are shown in Table 4.

Table 4. Horizontal and vertical forces coming from bells (characteristic values)

Tabela 4. Poziome i pionowe siły wywołane ruchem dzwonów (wartości charakterystyczne)

No.	Name	Case 1 of loading	Case 2 of loading
1	Urban	V_1=26,5 kN; $H_{1,max}$=15,1 kN	$V_{1,max}$=42,5 kN; H_1=0
2	Jan	V_2=12,4 kN; $H_{2,max}$=6,1 kN	$V_{2,max}$=18,5 kN; H_2=0
3	Maryan	V_3=6,0 kN; $H_{3,max}$=3,0 kN	$V_{3,max}$=9,0 kN; H_3=0

Forces coming from ringing were considered as leading, but also thermal actions were taken into account. Chamber with bells has a large openings, only partially closed by sound shutters, so the temperature changes of structural elements are the same as changes of shade air temperature. Initial temperature when structural element is restrained was considered as T_0=8°C, maximum shade air temperature was designated as T_{max}=36°C and minimum shade air temperature T_{min}=-30°C.

4.2 Static analysis

Structural analysis was made using Autodesk Robot Structural Analysis software. Model was built as a space frame, as shown in Fig. 6. The behaviour of the connections was considered in analysis as fully rigid or simple.

Buckling analysis was performed to determine the effects of deformed geometry on the structure. Obtained global mode of instability is shown in Fig. 7, with elastic critical buckling load factor α_{cr} = 10,8.

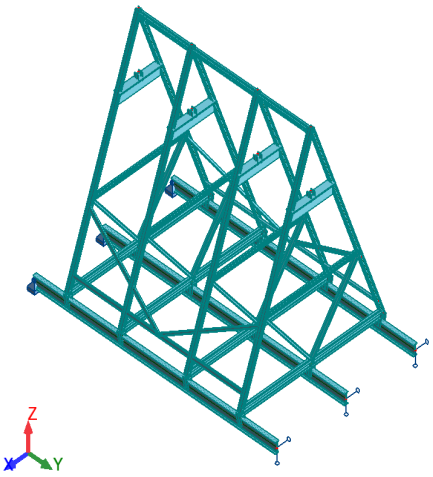


Fig. 6. Frame modeling with the finite element approach

Rys. 6 Model ramy w ujęciu MES

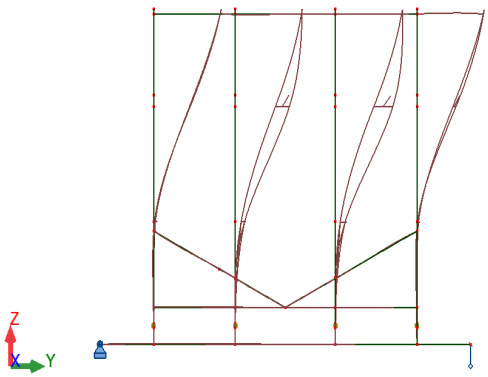


Fig. 7. Mode of global instability of structure

Rys. 7 Forma globalnej niestateczności konstrukcji

Although $\alpha_{cr} = 10{,}8 > 10$, it was decided to perform second order analysis, with influence of global initial sway imperfections. Initial imperfection (global sway of structure) was assessed as $\phi = 3{,}6 \cdot 10^{-3}$ rad. The internal forces and moments were determined using elastic global analysis. Partial factors for gravity and imposed loads were taken as specified in [8] ($\gamma_G = 1{,}35$ and $\gamma_Q = 1{,}50$). According to [5], load arrangement of horizontal and vertical forces coming from bells was considered as a sum of all forces produced by each bell.

Based on the hardness testing the mechanical parameters of steel were assumed as for steel grade S235. Cross sections resistance and member stability were checked using the procedures taken from [9]. All criteria were satisfied, although the utilization degree of elements capacity was rather high.

4.3 Dynamic analysis

Fundamental frequency of steel supporting structures, obtained from FE model, is equal to f_s=1,54 Hz. A strike rate of bells lies in the range between 46 and 56 impacts per minute (see Table 3), so the swing rate becomes $n = 23 \div 28$ swings/min. This results in the swing frequency $f = 23/60 \div 28/60 = 0{,}38 \div 0{,}46$ Hz. So, the forces associated with bells have frequency over three times less than fundamental frequency of steel structures.

According to simple design rules [2] resonance with the harmonic components of the bell forces - particularly that of the third harmonic - should be avoided. Such criterion is fulfilled when fundamental structure frequency

is at least 20% higher than the excitation frequency of the third harmonic. In considered case:

$$3 \cdot f \cdot 1{,}2 = 3 \cdot (0{,}38 \div 0{,}46) \cdot 1{,}2 = 1{,}37 \div 1{,}66 Hz \approx f_s = 1{,}54 Hz \tag{5}$$

So above criteria is nearly fulfilled, and it was assumed that resonance did not occur. More sophisticated dynamic analysis and measurements of existing structure (supporting steel structure and the tower) are now in progress.

4.4 Fatigue analysis

For fatigue verifications the provisions of EN 1993-1-9 [10] and [7] were applied.

In the past, up to 2012, only one bell (Maryan) was ringing three times a day. Only once a week two bells (Maryan and Jan) were launched and three times a year all three bells were used. Now, from 2012 the system of ringing is quite similar, but Jan tolls every day, instead of Maryan. To verify failure caused by fatigue, as a representative value of actions forces coming from one bell was considered. Effective time of ringing was measured as 3 times a day x 4 min, so taking into account strike rate (see Table 2) it gives about 300 numbers of cycles per day. So in period 1928-2012 total number of cycles associated with Maryan swinging is equal to $N_3=10{,}3 \cdot 10^6$, and number of cycles associated with Jan ringing (from 2012 up now) is equal $N_3=0{,}1 \cdot 10^6$.

Nominal stresses were calculated at the site of potential fatigue initiation, coming from characteristic values of actions. It was find out, that the greatest impact of fatigue occurs in longitudinal beams made of IPN240. Up to 2012 the beam was not welded, so detail category was assumed as $\Delta\sigma_c = 90$ (structural element with holes subject to bending and axial force). In 2012, during the modernization work, upper part of structure was joined to the beam by welding, so detail category has changed to $\Delta\sigma_c = 80$. It was verified that under fatigue loading criterion (5) is fulfilled:

$$\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_C / \gamma_{Mf}} \le 1{,}0 \tag{6}$$

where γ_{Ff} and γ_{Mf} are partial factors and $\Delta\sigma_{E,2}$ is equivalent constant amplitude stress range at $2 \cdot 10^6$ cycles.

The fatigue analysis also showed the elements, that can be particularly careful observed during the future inspections.

5. Conclusions

The building of bell tower is one of the most recognizable landmarks in the city. Now stands as relic and currently is popular tourist attraction. Recently, the interior of the belfry became publicly available. Now chambers of belfry are also used as a gallery.

According to the safety reason, the supporting steel structure was analyzed to assess its strength and durability. The paper presents some specific problems associated with assessing the resistance of old steel structure, loaded in non typical way.

Bibliography

[1] Agocs Z., Ziółko J., Vičan J., Brodniansky J.: Assessment and refurbishment of steel structures. Spon Press, Taylor & Francis Group, Ister Science Ltd., 2005.

[2] Bachmann H. et al.: Vibration problems in structures. Practical guidelines. Birkhauser Verlag, 1995.

[3] Bryła S.: Podręcznik budownictwa żelaznego. Nakładem Księgarni Polskiej Bernarda Połonieckiego, 1924.

[4] Czapliński K.: Dawne wyroby ze stopów żelaza. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław, 2009.

[5] DIN 4178 Glockentürme. Deutsches Institut für Normung, 2005.

[6] Gosowski B., Organek P.: Use of the hardness test in-situ for evaluation of strength of steel from the early 20th century. Metal Structures – Scientific Technical Conference, Kielce-Suchedniów, 2-4 July 2014, pp.139-142.

[7] Kühn B. et al.: Assessment of existing steel structures: Recommendations for estimation of remaining fatigue life. European Commission Joint Research Centre, 2008.

[8] PN-EN 1990 Eurocode - Basis of structural design. PKN, Warszawa 2004.

[9] PN-EN 1993-1-1 Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. PKN, Warszawa 2006.

[10] PN-EN 1993-1-9 Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-9: Fatigue. PKN, Warszawa 2007.

[11] Pszenicki A.: Tablice momentów statycznych i bezwładności blach i kątowników używanych w mostownictwie i budownictwie stalowem. Komitet Wydawniczy Podręczników Akademickich przy Ministerstwie W.R i O.P., Warszawa 1932.

[12] Rapp P.: Historical bells – mechanics and drive problems. Journal of Heritage Conservation, No. 40/2014, pp. 41-57.

[13] Rozporządzenie Ministra Robót Publicznych z dnia 18 czerwca 1929 r. zawierające przepisy o granicach wytrzymałości materiałów i konstrukcyj budowlanych.

ANALIZA NOŚNOŚCI I TRWAŁOŚCI STALOWEJ KONSTRUKCJI WSPORCZEJ NA WIEŻY DZWONNICY KOŚCIOŁA ŚW. TRÓJCY W KROŚNIE

S t r e s z c z e n i e

Artykuł opisuje analizę konstrukcji stalowej, podtrzymującej trzy dzwony w dzwonnicy Kościoła Św. Trójcy w Krośnie. Konstrukcja jest datowana na 1928 rok i ma formę przestrzennej kratownicy nitowanej o smukłych elementach. Masa całkowita wszystkich dzwonów, pochodzących z XVII wieku, równa się niemal 4200 kilogramów, więc siły dynamiczne pochodzące od kołysania się ich są całkiem duże. W artykule przedstawiono pewne problemy związane z oszacowaniem nośności starych konstrukcji stalowych, traktowanych jako zabytkowe. Analiza objęła oszacowanie technicznego stanu konstrukcji, ocena oddziaływań i wpływów środowiskowych, określenie mechanicznych parametrów stali elementów i nitów metodami nieniszczącymi, a także analizę statyczną i dynamiczną konstrukcji. Ze względu na wieloletnia eksploatacje konstrukcji, przeprowadzono również weryfikację zmęczeniową używając metody naprężeń nominalnych zwanej metodą klasyfikacyjną.

Słowa kluczowe: wieża dzwonnicy, analiza statyczna, analiza dynamiczna, zmęczenie

Przesłano do redakcji:26.05.2015
Przyjęto do druku:10.01.2016

DOI: 10.7862/rb.2015.205

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (4/15), październik-grudzień 2015, s. 417-426

Zbigniew SIEJKA[1]

OPRACOWANIE SIECI WEKTOROWEJ GNSS, ZINTEGROWANEJ Z POMIARAMI KLASYCZNYMI NA PRZYKŁADZIE OSNOWY KOLEJOWEJ

W pracy przedstawiono sposób wykorzystania klasycznych i satelitarnych technik pomiarowych do zakładania osnów geodezyjnych na obiektach liniowych na przykładzie szlaku kolejowego. Przyjęto, że osnowę tego typu tworzą zespoły dwóch lub trzech punktów rozmieszczonych w odległościach około 2 km, które stanowią osnowę podstawową i wyznaczane są metodą satelitarną GNSS. Następnie konstrukcje te zagęszczane zostają podsieciami łańcuchowymi, które realizowane są klasycznymi naziemnymi technikami geodezyjnymi, głównie za pomocą precyzyjnej tachimetrii elektronicznej. Opracowanie numeryczne tego typu sieci może być realizowane w dwóch wariantach: jako rozwiązanie dwuetapowe lub rozwiązanie jednoetapowe. W pracy przedstawiono wyniki pomiarów doświadczalnych wykonanych na odcinku linii kolejowej o długości około 8 km, scharakteryzowano rzeczywistą dokładność wyznaczenia współrzędnych punktów zintegrowanej osnowy kolejowej na podstawie dwóch przyjętych wariantów opracowania (wyrównania). W oparciu o uzyskane wyniki pomiarów i opracowań wykazano ponadto wysoką przydatność techniki satelitarnej GNSS zintegrowanej z pomiarami klasycznymi do zakładania sieci realizacyjnych dla inwestycji liniowych z uwzględnieniem wymagań dokładnościowych, niezawodnościowych i funkcjonalnych.

Słowa kluczowe: GNSS, osnowa realizacyjna, wyrównanie sieci

1. Wprowadzenie

W dziedzinie pomiarów geodezyjnych w ostatnich latach ogromnego znaczenia nabrały techniki satelitarne. Szczególne uznanie zdobyły metody fazowe (różnicowe) GNSS, pozwalające wyznaczyć z dużą dokładnością wektory, dla par punktów, które mogą być wykorzystywane w realizacji zintegrowanych pomiarów geodezyjnych. W wielu bowiem przypadkach pomiary satelitarne GNSS nie mogą być wykonywane np. ze względu na występujące zakłócenia

[1] Autor do korespondencji: Uniwersytet Rolniczy w Krakowie, Al. Mickiewicza 21, 31-120 Kraków, tel. 12-662-45-39, rmsiejka@cyf-kr.edu.pl

sygnałów satelitarnych czy niekorzystne usytuowanie terenu lub samego obiektu dla przebiegu sygnałów satelitarnych. Zachodzi wówczas konieczność zastosowania klasycznych pomiarów naziemnych, za pomocą tachimetrów lub innych instrumentów pomiarowych. Także tam, gdzie występują trudności z identyfikacją stałego układu odniesienia, technika satelitarna pozwala na łatwe nawiązanie wyznaczanej sieci, czasami do odległych ale stabilnych punktów odniesienia jakimi są stacje referencyjne. Bardzo pomocny w tym względzie jest działający w Polsce od kilku lat system permanentnych stacji referencyjnych ASG-EUPOS.

Najistotniejszym wymogiem jakościowym przy realizacji tras komunikacyjnych, takich jak linie kolejowe lub autostrady jest zachowanie wysokiej dokładności wyznaczenia punktów osiowych w kierunkach poprzecznych do osi trasy, zarówno w poziomie jak też w wysokości. W szczególności istnieją potrzeby wyznaczania długich, wielokilometrowych odcinków prostoliniowych osi torów kolejowych, a także precyzyjnego tyczenia sytuacyjnego i wysokościowego elementów krzywoliniowych osi (krzywych przejściowych, łuków kołowych, przechyłek wysokościowych). Realizowanie tego typu zadań jest możliwe w oparciu o precyzyjną, trójwymiarową osnowę geodezyjną, cechującą się odpowiednią klasą dokładności i niezawodności. Wiadomo, że trójwymiarowe wektory GNSS, o znacznych długościach, nawet kilkudziesięciokilometrowych możemy aktualnie wyznaczać z dokładnością milimetrową. Analogiczna dokładność dotyczy także wyznaczania orientacji wektora GNSS. Daje to możliwość zapewnienia jednorodności skali i orientacji sieci rozlokowanej na dużym obszarze, co odpowiada charakterowi typowych sieci realizacyjnych zakładanych na terenach kolejowych [4].

Uzasadnione więc wydaje się wykorzystanie technologii GNSS, zwłaszcza dla „zbudowania" podstawowej sieci realizacyjnej, która byłaby następnie zagęszczana konstrukcjami wykorzystującymi naziemne techniki geodezyjne tj. precyzyjna tachimetria elektroniczna czy precyzyjna niwelacja geometryczna. Stwarza to możliwość pod względem konstrukcyjnym, zakładania osnów realizacyjnych jako sieci jednorzędowych lub dwurzędowych. Rozwiązania takie są prawnie usankcjonowane w polskim prawodawstwie Rozporządzeniem Ministra Spraw Wewnętrznych i Administracji z dnia 9 listopada 2011 roku w sprawie standardów technicznych wykonywania geodezyjnych pomiarów sytuacyjnych i wysokościowych oraz opracowywania i przekazywania wyników tych pomiarów do państwowego zasobu geodezyjnego i kartograficznego (rozdział 1, § 52, ust. 3) [6].

2. Struktura osnowy kolejowej

Geodezyjne osnowy dla tras komunikacyjnych takich jak linie kolejowe, sytuowane są wzdłuż szlaków kolejowych w obrębach rozjazdów oraz stacji. Zadaniem ich jest zabezpieczenie pod względem funkcjonalnym oraz dokładno-

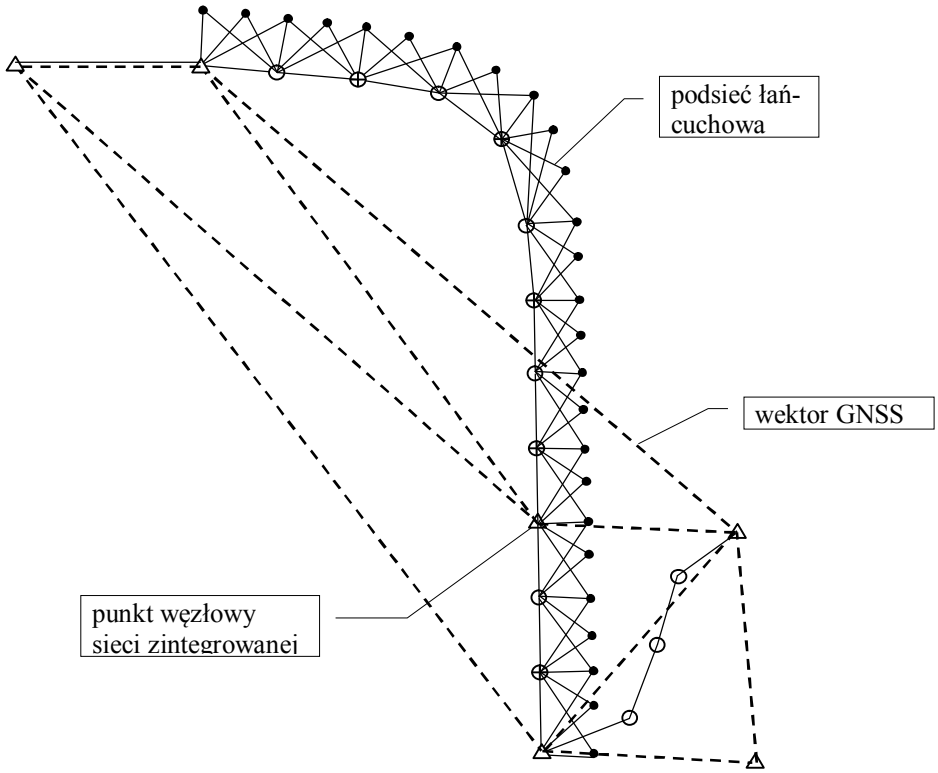
ściowym wszelkich prac geodezyjnych prowadzonych na etapie budowy i eksploatacji, a także dla potrzeb kontroli oraz regulacji osi torów, wyznaczenia ewentualnych przemieszczeń, jak również modernizacji szlaków kolejowych. Tak więc muszą to być precyzyjne osnowy wielofunkcyjne dopasowane do wymagań stawianych pomiarom realizacyjnym i inwentaryzacyjnym. Ponadto będą one posiadały specjalną strukturę osnów wydłużonych wzdłuż szlaków z pewnymi elementami o charakterze osnów powierzchniowych w obrębie stacji i rozjazdów kolejowych. Wyróżniamy ponadto kilkanaście sposobów stabilizacji punktów osnów kolejowych w zależności od ich rodzaju i miejsca lokalizacji. Stabilizacja punktów na terenach kolejowych może odbywać się: na obiektach i konstrukcjach inżynierskich, a także w gruncie przylegającym do szlaków w tym na nasypach oraz zboczach skarp.

Ogólnie we współczesnych osnowach wydłużonych dla tras komunikacyjnych wyodrębniamy dwie podstawowe grupy punktów: grupę punktów odniesienia oraz grupę punktów zagęszczających.

Punkty odniesienia mogą tworzyć osnowę podstawową (osnowę I rzędu) natomiast punkty zagęszczające osnowę szczegółową (osnowę II rzędu). Ponadto punkty odniesienia wyznaczane techniką satelitarną GNSS mogą stanowić punkty węzłowe dla konstrukcji je zagęszczających, wykorzystujących naziemne techniki geodezyjne, głównie precyzyjną tachimetrię elektroniczną. Tego typu konstrukcje zagęszczające sieci geodezyjne nazywane są w literaturze i pracach aplikacyjnych przedmiotu, podsieciami łańcuchowymi [2], [4]. Punkty osnowy podstawowej stabilizuje się trwałymi znakami ziemnymi usytuowanymi wzdłuż szlaku kolejowego parami lub zespołami 3 lub 4 punktów w odległościach 200 – 300 m w odstępach około 2 km.

Zagęszczenie tych punktów stanowią osnowy łańcuchowe wyznaczane technikami geodezji klasycznej, najczęściej za pomocą precyzyjnej tachimetrii elektronicznej, w których punkty ciągów poligonowych są tylko częściowo stabilizowane trwale, natomiast większość stanowią punkty tymczasowe lub tzw. swobodne stanowiska (free station), bowiem zasadniczą kolejową osnowę specjalną (KOS) stanowią obecnie punkty utrwalane na słupach trakcji elektrycznej. Współrzędne wszystkich punktów zagęszczających również tych utrwalanych na słupach wyznacza się metodą pełnych współrzędnych biegunowych. Tak więc typowy układ geometryczny osnowy kolejowej składa się z czterech rodzajów punktów (rys. 1.):

- punktów odniesienia, stabilizowanych trwałymi znakami,
- punktów ciągów poligonowych stabilizowanych trwale,
- punktów ciągów poligonowych stabilizowanych tymczasowo lub niestabilizowanych (free stadion),
- punktów utrwalanych na słupach trakcji elektrycznej.



Legenda:

△ - punkt odniesienia
○ - punkt ciągu poligonowego stabilizowany trwale
⊕ - punkt ciągu poligonowego niestabilizowany trwale
• - punkt utrwalany na słupie trakcji elektrycznej
– – – – wektor GNSS
——— obserwacja biegunowa.

Rys. 1. Ogólna koncepcja osnowy kolejowej

Fig. 1. The overall concept of the geodetic networks of the rail route

Sieci zbudowane z wektorów GNSS oraz biegunowych obserwacji naziemnych (np. w postaci sieci łańcuchowych), posiadają korzystną cechę polegającą na tym, że długie wektory GNSS mierzone są praktycznie ze stałą dokładnością milimetrową rzędu 5 mm, będą wpływać korzystnie na zmniejszenie błędu względnego naziemnych sieci wypełniających (łańcuchowych) zbudowanych z krótkich boków. Zakładając standardowo, stały błąd pomiaru wektora rzędu 5 mm, na bazie 2 km otrzymamy błąd kątowy rzędu 1.6^{cc}, zmniejszający się na odległości 10 km do 0.2^{cc}. Dokładność ta istotnie przewyższa możliwości pomiarów klasycznych w tego typu zastosowaniach empirycznych. Wektory GNSS będą więc działać usztywniająco na całą konstrukcję geometryczną realizowanej sieci.

3. Badania i metody obliczeniowe

Proces opracowania numerycznego sieci zintegrowanej możemy realizować w dwóch podstawowych wariantach. Wariant pierwszy to rozwiązanie dwuetapowe, polegające na tym, że w pierwszej kolejności dokonujemy niezależnego opracowania sieci pomierzonej techniką satelitarną GNSS, wynikiem wyrównania są współrzędne osnowy podstawowej. Następnie w drugim etapie dokonujemy wyrównania sieci klasycznej (szczegółowej), zakładając, że punkty sieci GNSS stanowią dla niej punkty nawiązania.

Drugi wariant polega natomiast na łącznym wyrównaniu wektorów GNSS z obserwacjami klasycznymi. Rozwiązanie to ma uzasadnienie w postaci dodatkowej wzajemnej kontroli obydwu wyrównywanych łącznie sieci (wektorowej i klasycznej), jednak w takiej sytuacji istotne znaczenie odgrywa precyzyjne określenie wag obserwacji ze względu na znaczne dysproporcje długich wektorów GNSS w stosunku do długości celowych w pomiarach klasycznych.

W pracy przedstawiono przykład opracowania zintegrowanej sieci realizacyjnej dla nowego układu torowego, linii kolejowej nr 131 (Chorzów Batory – Tczew) na pewnym, wybranym odcinku w województwie śląskim. Obiekt miał charakter typowo liniowy, o średniej szerokości około 40 m i długości 7.9 km, w całości znajdował się w wydzielonym obszarze kolejowym. Zaprojektowana osnowa realizacyjna składała się z osnowy podstawowej (11 punktów) wyznaczonej metodą statyczną GNSS oraz wypełniającej (176 punktów) pomierzonej metodą klasyczną za pomocą tachimetru elektronicznego. Ilościową charakterystykę sieci geodezyjnych zestawiono w tabeli 1.

Tabela 1. Charakterystyka zbiorów danych sieci realizacyjnych

Table 1. Characteristic of data sets of setting out networks

Parametry	Sieć wektorowa GNSS	Sieć klasyczna	Sieć zintegrowana
Liczba wszystkich punktów sieci	16	187	192
Liczba punktów nawiązania sieci	5	11	5
Liczba pomierzonych obserwacji / pseudoobserwacji	327	767	959
Liczba elementów nadwymiarowych układu	294	415	585
Błąd średni centrowania w poziomie	0.005 [m]	0.005 [m]	0.005 [m]
Błąd średni pomiaru wysokości	0.005 [m]	0.005 [m]	0.005 [m]
Globalny wskaźnik niezawodności	89 [%]	54 [%]	61 [%]

Pomiar osnowy podstawowej zrealizowany został techniką satelitarną GNSS, metodą statyczną za pomocą siedmiu odbiorników firmy Trimble R8 Model 3. Odbiorniki te w trybie statycznym zapewniają precyzję wyznaczenia współrzędnych odpowiednio; dla pozycji poziomej 3 mm + 0.1 ppm RMS oraz dla pozycji pionowej 3.5 mm + 0.4 ppm RMS [7].
Obserwacje w trakcie całej kampanii wykonywane były jednocześnie do satelitów GPS i GLONASS. Przyjęto następujące założenia pomiarowe:

- czas trwania sesji pomiarowej na punkcie wyznaczanym – 3h,
- interwał rejestracji danych – 1 sekunda,
- kąt obcięcia horyzontu – 5°,
- minimalna liczba obserwowanych satelitów – 5.

Do opracowania obserwacji wykorzystano pięć najbliżej zlokalizowanych stacji referencyjnych systemu ASG-EUPOS (TAR1, KATO, KLOB, LELO, OPLE), które posłużyły jako punkty nawiązania. Opracowanie obserwacji wykonano w postprocessingu na podstawie dyskretnych obserwacji fazowych metodą podwójnych różnic faz [3]. Wynikiem obliczeń były składowe wektorów GNSS (ΔX, ΔY, ΔZ) w układzie geocentrycznym wraz z ich parametrami dokładnościowymi w postaci błędów średnich.

Pomiar osnowy wypełniającej wykonany został za pomocą precyzyjnego tachimetru elektronicznego SPECTRA PRECISION GEODIMETER 620 Pro, który charakteryzował się następującymi parametrami technicznymi:

- odchylenie standardowe pomiaru kąta – 3^{cc},
- dokładność odczytu kierunku - 1^{cc},
- błąd pomiaru odległości – 2mm + 2ppm
- minimalna ogniskowa – 1.7 m.

Opracowanie wykonano w dwóch wariantach. Wariant I - jako sieci dwurzędowej, w którym kolejność obliczeń była następująca (opracowanie dwuetapowe):

a) Postprocessing obserwacji satelitarnych GNSS (wynik - zbiór wektorów GNSS wraz z błędami średnimi ich wyznaczenia).
b) Wyrównanie swobodne sieci satelitarnej GNSS w ortokartezjańskim układzie odniesienia (OXYZ) elipsoidy GRS80 (wynik - zbiór wyrównanych współrzędnych (BLH_{ITRF}) w układzie ITRF).
c) Transformacja 3D $BLH_{ITRF} \rightarrow BLH_{ETRF.}$
d) Transformacja płaska z układu $BL_{ETRF} \rightarrow$ xy2000.
e) Wyrównanie sieci niwelacyjnej 1D.
f) Wyrównanie sieci klasycznej w nawiązaniu do wyznaczonych techniką satelitarną GNSS współrzędnych punktów nawiązania (xy2000).

Wariant II - jako sieci jednorzędowej (opracowanie jednoetapowe). Wyrównanie łączne sieci klasycznej zintegrowanej z wektorami GNSS może odbywać się na elipsoidzie (GRS80) lub na płaszczyźnie układu odwzorowawczego. W obu przypadkach etapem wstępnym jest odpowiednie przygotowanie obserwacji (długości mierzonych dalmierzami, kątów poziomych, wektorów GNSS oraz różnic wysokości) polegające na zredukowaniu ich do wspólnej przestrzeni matematycznej, w której utworzony zostanie model funkcjonalny wyrównania. W niniejszej pracy wyrównanie łączne obydwu sieci wykonano na elipsoidzie. Całość opracowania przebiegała następująco:

a) Postprocessing obserwacji satelitarnych GNSS (wynik - zbiór wektorów GNSS wraz z błędami średnimi ich wyznaczenia).
b) Rzutowanie wektorów GNSS na elipsoidę GRS80.
c) Rzutowanie obserwacji klasycznych na elipsoidę GRS80 (wprowadzenie korekt na podstawie znanych parametrów pola fizycznego Ziemi) [5].
d) Wyrównanie na elipsoidzie sieci poziomej zintegrowanej (dwuwymiarowej).
e) Wyrównanie sieci niwelacyjnej, wysokościowej zintegrowanej (jednowymiarowej).

Poprawny proces wyrównania sieci zintegrowanej warunkowany jest dwoma zasadniczymi elementami: właściwym zestawieniem modelu funkcjonalnego (układu równań obserwacyjnych) oraz odpowiednim przygotowaniem modelu stochastycznego w postaci błędów średnich, które służą do wagowania obserwacji [1].

4. Analiza dokładności uzyskanych wyników pomiarów

Po wyrównaniu sieci w obydwu alternatywnych wariantach, szczegółowym analizom numerycznym poddano uzyskane błędy wyznaczonych współrzędnych poziomych. W tabeli 2 zestawiono przeciętne ich wartości dla obydwu rozwiązań.

Tabela 2. Zestawienie charakterystycznych wartości błędów bezwzględnych wyznaczonych współrzędnych

Table 2. Result of absolute errors of designated coordinates

Wariant rozwiązania	Błędy współrzędnej x			Błędy współrzędnej y		
	m_{xmin} [m]	m_{xmax} [m]	δ_{mx} [m]	m_{ymin} [m]	m_{ymax} [m]	δ_{my} [m]
Dwuetapowe	±0.0036	±0.0150	±0.0028	±0.0006	±0.0091	±0.0021
Jednoetapowe	±0.0019	±0.0159	±0.0032	±0.0019	±0.0094	±0.0019

W następnej kolejności obliczono średnie błędy bezwzględne pojedynczej wyznaczanej współrzędnej, według wzorów:

$$\overline{m}_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n}\left(m_{x_i} m_{x_i}\right)}{n}} \qquad \overline{m}_y = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n}\left(m_{y_i} m_{y_i}\right)}{n}} \tag{1}$$

gdzie: n – liczba punktów,

m_{x_i}, m_{y_i} - oznacza błąd bezwzględny wyznaczenia właściwej współrzędnej punktu.

Uzyskane wyniki zestawiono w tabeli 3 (średnie błędy bezwzględne).

Przystępując do drugiego etapu analiz w pierwszej kolejności wyeliminowano z uzyskanych wyników błędy systematyczne. Ich wartości osiągnęły następujące wielkości:

dla rozwiązania dwuetapowego:

$$m_{x_{SII}} = 0.0077\ m$$

$$m_{y_{SII}} = 0.0052\ m$$

dla rozwiązania jednoetapowego:

$$m_{x_{SI}} = 0.0082\ m$$

$$m_{y_{SI}} = 0.0057\ m$$

W dalszej kolejności obliczono na podstawie wzorów (1) średnie błędy pojedynczej wyznaczanej współrzędnej po wyeliminowaniu błędów systematycznych, a wyniki zestawiono w tabeli 3 (średnie błędy względne). Na podstawie tabeli 3 wykazano, że w obydwu wariantach rozwiązania numerycznego uzyskano zbliżone wartości błędów wyznaczanych współrzędnych poziomych. Dowodzi to temu, iż metody te pozwalają na uzyskanie równoważnych wyników.

Tabela 3. Zestawienie błędów pojedynczej wyznaczanej współrzędnej punktu

Table 3. Errors to a single point coordinate setting

Wariant rozwiązania	Średnie błędy bezwzględne		Średnie błędy względne	
	$\overline{m}_x$ [m]	$\overline{m}_y$ [m]	$\overline{m}_x$ [m]	$\overline{m}_y$ [m]
Dwuetapowe	±0.0070	±0.0047	±0.0028	±0.0021
Jednoetapowe	±0.0088	±0.0060	±0.0032	±0.0019

5. Wnioski

Sieci zintegrowane zakładane jako połączenie sieci klasycznej z siecią wektorów GNSS powinny być realizowane na elipsoidzie po przekształceniu wektorów kartezjańskich w wektory linii geodezyjnych. Natomiast obserwacje klasyczne powinny zostać zredukowane do miar elementów geometrycznych (linii geodezyjnych) na elipsoidzie. Podstawową zaletą przejścia z przestrzeni trójwymiarowej na powierzchnię elipsoidy jest to, że eliminujemy ewentualne błędy pomiarowe GNSS o kierunku wertykalnym, występujące m. in. w parametrach kalibracyjnych anten lub pomiarze ich wysokości. Dodatkowo integracja pomiarów GNSS z pomiarami klasycznymi stanowi niezależny fizycznie sposób wzajemnej kontroli wyrównywanych obserwacji oraz wpływa na poprawę niezawodności całej sieci.

Dla sieci precyzyjnych, szczególnie tych rozmieszczonych na większych obszarach punktami nawiązania powinny być stacje referencyjne systemu ASG-EUPOS. Przemawia za tym przede wszystkim to, że reprezentują one obecnie jednolity i najbardziej stabilny, permanentnie monitorowany dla całego kraju układ odniesienia, którego dokładność wyznaczenia współrzędnych szacuje się na około 5 mm.

Przeprowadzone badania empiryczne wykazały, że wyniki wyrównania sieci w obydwu wariantach (rozwiązanie dwuetapowe i jednoetapowe) spełniły wymagania dokładnościowe według Instrukcji kolejowej D-19. Uzyskane średnie wyniki wyrównania współrzędnych różnią się pomiędzy sobą odpowiednio o: 1.8 mm dla współrzędnej x oraz 1.3 mm dla współrzędnej y.

Jednak porównanie globalnych wskaźników niezawodności obu sieci, wskazuje jednoznacznie, że sieć rozwiązywana jednoetapowo (globalny wskaźnik niezawodności z = 61%) posiada wyższą wartość techniczną w stosunku do rozwiązania dwuetapowego (z = 54%).

Badania empiryczne wykazały również, że istotną część składowych błędów, których nie można zaniedbywać w sieciach precyzyjnych stanowią błędy systematyczne.

Literatura

[1] Baran W. L. Teoretyczne podstawy opracowania wyników pomiarów geodezyjnych. PWN, Warszawa 1999.

[2] Gmyrek J., Gocał J. Charakterystyka dokładnościowa zintegrowanej osnowy kolejowej. T5, Z1, Wydawnictwo AGH, 1999.

[3] Hofmann-Wellenhof B., Lichtenegger H., Collins J. Global Positioning System Theory and Practice. Fifth, revised edition, Springer-Verlang Wien New York, 2001.

[4] Kadaj R. Precyzyjne sieci geodezyjne dla tras komunikacyjnych przy wykorzystaniu techniki GPS. Geodezja, T5, Z1, Wydawnictwo AGH 1999.

[5] Osada E. Metody opracowania zintegrowanych sieci geodezyjnych. Zesz. Nauk. AR we Wrocławiu, ser. Rozprawy, 17, 1989.
[6] Rozporządzenie Ministra Spraw Wewnętrznych i Administracji z dnia 9 listopada 2011 r. w sprawie standardów technicznych wykonywania geodezyjnych pomiarów sytuacyjnych i wysokościowych oraz opracowywania i przekazywania wyników tych pomiarów do państwowego zasobu geodezyjnego i kartograficznego, Dziennik Ustaw Nr 263. Poz. 1572, Warszawa 2011.
[7] User Guide Trimble® R8 GNSS Receiver Trimble R6/5800 GPS Receivers. EUROPE Trimble GmbH Am Prime Parc 11 65479 Raunheim, GERMANY 2010.

ADJUSTMENT OF GNSS VECTOR NETWORK, INTEGRATED WITH CLASSIC SURVEYING ON THE EXAMPLE OF RAILWAY NETWORK

S u m m a r y

The study shows the use of classical and satellite measuring techniques for the creation of geodetic networks on linear objects on the example of a rail route. It is assumed that the network of this type consists of groups of two or three points placed at distances of about 2 km, which form the basic network and are determined using satellite GNSS methods. Then, these structures are supplemented by chain subnets, which are created using classic terrestrial surveying techniques, mainly using precision electronic tacheometry. Numerical adjustment of this type of network may be carried out in two variants: as a two-step solution or a one-step solution.

The paper presents the results of experimental measurements carried out on the section of the railway line with a length of about 8 km. Actual precision of coordinates of the points of an integrated railway network was characterized on the basis of two taken variants of the elaboration (adjustment). Basing on the results of measurements and adjustment high usefulness of GNSS satellite technology integrated with classic measurements to create setting out networks for line investments taking into account the requirements of the precision, reliability and functionality was demonstrated.

Keywords: GNSS, setting out networks, network adjustment

Przesłano do redakcji:30.05.2015
Przyjęto do druku:10.01.2016

DOI: 10.7862/rb.2015.206

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (4/15), październik-grudzień 2015, s. 427-433

Nadezda STEVULOVA[1]
Ivana SCHWARZOVA[2]
Eva TERPAKOVA[3]
Eva SINGOVSZKA[4]

OPTIMIZATION OF ORGANIC FILLER PROPERTIES BY ITS PHYSICAL TREATMENT

The current trend in the construction industry is the effort to achieve sustainable development using rapidly renewable materials instead of limited ones. Need for the development of environmentally friendly products is related to the industrial interest in the use of natural plant fibres as reinforcement in composites. The attention is given to hemp fibres as a substitute for synthetic fibres due to their unique mechanical, thermal insulation, acoustic and antiseptic properties. Key problem for successful application of hemp hurds as reinforcement into composites is its high moisture sorption and its heterogeneity what lead to low cohesion of fibres to the matrix. Optimizing the adhesion of plant fibre to inorganic matrix is related to the modification of hemp surface. The objective of this paper is comparison of changes in FTIR spectras caused by combination of physical and chemical modification of hemp material with unmodified sample. Modification of hemp hurds was carried out by ultrasonic treatment and as the cleaning medium were used deionized water and NaOH solution.

Keywords: FTIR spectroscopy, hemp hurds, surface modification, ultrasound

[1] Author for correspondence: Nadezda Stevulova, Technical University of Kosice, Faculty of Civil Engineering, Vysokoskolska 4, 04200 Kosice, +421 55 6024126, nadezda.stevulova@tuke.sk.

[2] Ivana Schwarzova, Technical University of Kosice, Faculty of Civil Engineering, Vysokoskolska 4, 04200 Kosice, +421 55 6024278, ivana.schwarzova@tuke.sk.

[3] Eva Terpakovs, Technical University of Kosice, Faculty of Civil Engineering, Vysokoskolska 4, 04200 Kosice, +421 55 6024115, eva.terpakova@tuke.sk.

[4] Eva Singovszka, Technical University of Kosice, Faculty of Civil Engineering, Vysokoskolska 4, 04200 Kosice, +421 55 6024154, eva.singovszka@tuke.sk.

1. Introduction

The ecological impact of new construction has become a crucial issue in recent years. Badly designed buildings guzzle natural resources and pollute their surroundings; an era of rocketing energy costs and environmental degradation, the need for sustainable, energy efficient architecture is paramount. Part of the global strategy is to use regional and recyclable, renewable materials from agro-industrial waste for civil construction. Aiming at lowering costs of households, scientific attention has been given to durable non-conventional building materials with similar features as those presented by construction materials traditionally used in civil engineering [1].

Natural fibres such as hemp, jute, sisal, bamboo, coir, kenaf and others have potential to be used as an organic reinforcement material filler in composites. The use of natural fibres and in particular hemp fibres as reinforcing agents in composite materials offers many advantages over glass fibres, such as low density, biodegradability, ecological suitability and low cost [2,3]. However, their incorporation in a polymer or mineral matrix involves an interface incompatibility between fibres and matrix which may be overcome with fibres pre-treatments [4]. Natural fibre is a composite in which rigid cellulose micro-fibrils are embedded in a soft matrix composed of lignin and hemicelluloses. These components of fibres influence their physical and mechanical properties [5, 6].

The great importance is attached to hemp plant what is a material that is rapidly renewable, carbon-negative, cost-effective and non-toxic. Excellent physical and mechanical properties of hemp predetermine its use as organic filler in building materials (lightweight composites) prepared with inorganic matrix [7]. The technical hemp (Cannabis Sativa L.) is the source of two types of fibres; bast fibres and woody fibres called hurds. The properties of hemp fibres depend on the fibre chemical composition. The bast fibres contain more amounts of cellulose compared to the hemp hurds. Contrary, contents of hemicelluloses and lignin as amorphous substances are higher in hurds [8]. The nature of plant fibres is determined by its chemical composition. In general, celluloses in natural fibres are identified as a main structural component of the fibre, which is present mainly in crystalline phase. The other components of plant fibres are hemicelluloses, lignin and pectin. Hemicelluloses and lignin present mostly in amorphous phase, which play an important role in controlling its properties. One of the key problems of plant fibres successful application is heterogeneity and hydrophility resulting in high moisture sorption sensitivity of biomaterial. Hydroxyl groups in structure of cellulose, hemicelluloses and lignin are responsible for the hydrophility of the plant material [9]. To decrease hydrophility and modify cellulosic composition of hemp fibres, chemical and/or physical [10-12] treatment of the natural material surface are applied.

The decrease of water absorbability after chemical treatment of natural fibres was proved in [13].

For the fibres carbohydrate degradation, Fourier transforms infrared spectroscopy (FTIR) as one of the most effective and important analytical techniques for fibrous material study is used [14, 15]. FTIR spectroscopy provides information about molecular fragments, the presence or absence of specific functional groups.

In this paper, the results concerning FTIR study of hemp hurds after physical and physico-chemical treatment in comparison to reference sample.

2. Materials and methods

2.1. Materials

The technical hemp hurds coming from the Netherlands Company Hempflax was used in experiments. The used material was polydispersive and its density was 117.5 $kg.m^{-3}$. This hemp hurds contains more hurds material than bast fibres.

The content of polysaccharide component (holocellulose) is 77.3 %. The amounts of cellulose and hemicelluloses like holocellulose components are 42.6 and 34.7 %, respectively. Other components present in hemp are lignin (23.7%), compounds soluble in toluene and ethanol (2.8 %) and ash (1.8 %).

For ultrasonic cleaning process of hemp hurds surface, deionized water and sodium hydroxide (Chemapol, Slovakia, p. a.) were used.

2.2. Treatment of hemp hurds

Prior to treatment and in order to ensure constant humidity content, fibres were dried at 80°C for 24h in a drying oven. Physical and physico - chemical modification of dried hemp hurds was realized by its ultrasonic treatment process for 1h. There were used deionized water, 0.1 M and 0.2 M NaOH solution as cleaning medium in the experiments. In all cases of surface treatment, the s:l (solid to liquid) ratio was 1:10. An ultrasonic bath TESON 10 (Tesla, Slovakia, 220 V, 50 Hz, 650W of power output) was used for ultrasonic cleaning process of hemp hurds.

The hemp hurds samples were dried at 80°C after their physical treatment.

2.3. Methods

FTIR measurements were carried out on Bruker Alpha Platinum spectrometer with Attenuated Total Reflectance (ATR) technique (BRUKER OPTICS, Germany). Total 24 scans were performed on each sample in the range of 400-4000 cm^{-1}. FTIR spectroscopy is capable of defecting structural changes in biomaterial. It provides information about the presence or absence of specific functional groups or formation of new functional groups and can give an even deeper insight into the fibres structure. FTIR allows identification of the main components of cellulose.

3. Results and discussion

The FTIR spectra for physico - chemically treated hemp hurds samples compared to the reference sample are shown in Fig. 1. The main infrared spectral differences are observed which allow identifying the structural changes in lignocellulosic fibres after physical and physico – chemical treatment. Peak positions corresponding to vibrations of functional groups present in studied hemp hurds samples are consistent with the literature data published for vegetable fibres [14]. The range of wave number of 3570-2900 cm^{-1} is characteristic for stretching vibration of O-H and C-H bonds in polysaccharides. Based on paper [16], a broad band in the spectra range of 3490 - 3170 cm^{-1} represents the complex vibrations of hydroxyl stretching of inter – and intra-molecular hydrogen bonds. Its intensity decreases in the case of 0.2M NaOH treatment of hemp hurds due to mercerization. The peak characteristic for waxes and oils present at 2851 cm^{-1} is present in all samples.

Many absorption bands corresponding to vibration of various functional groups present in hemp components are observed in the region of 1800 to 900 cm^{-1}. This range was employed to characterize the structure of hemicelluloses, lignin, but mainly of cellulose. There are presented and discussed only the most visible differences in the spectra of treated samples compared to reference hemp hurds.

One such is the modification of the signal at 1733 cm^{-1}, characteristic for the stretching vibration of an unconjugated C=O group in the acetyl groups in hemicelluloses [17]. This peak has partially disappeared after treatment with NaOH in accordance with paper [18]. Indeed, treatment NaOH is known to remove hemicelluloses [19]. The peak at 1030 cm^{-1} belongs to C-C, C-OH, C-H ring and side group vibrations in hemicelluloses and pectin.

Based on the observation of the sharp peaks located at 1507 cm^{-1} (C-C stretching from aromatic ring) in FTIR spectra, ultrasonic treatment and also with NaOH treatment led to a partial removal of lignin. The extraction of lignin was confirmed by high-intensity ultrasonic treatment of hemp fibres [20]. According to literature data [19], lignin cannot be totally removed by the alkaline process. As it is evident from Figure the peaks typical for lignin were clearly observed at 1319 cm^{-1} in all samples.

Typical bands assigned to cellulose were observed at 896 cm^{-1} and in the region of 1630 – 1160 (Fig. 1). The absorption band at 896 cm^{-1} is assigned as C-O-C stretching vibration of glycosidic bonds in polysaccharides. The absorption bands assigned to cellulose at 1424 and 1373 cm^{-1} come from - CH_2 - and CH bending vibrations. The peaks at 1337 and 896 cm^{-1} represent O-H bending vibrations in cellulose. The band about 1320 cm^{-1} corresponds to - CH_2- wagging vibration, which distinguished between amorphous and crystallised cellulose [21].

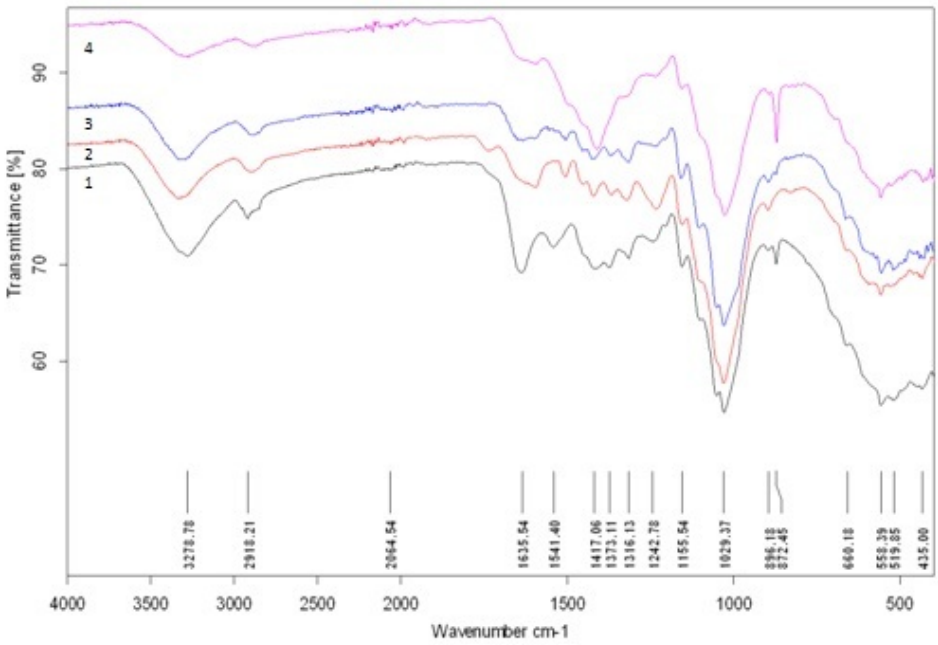


Fig. 1. FTIR spectra of hemp hurds: reference (1); ultrasonic modified (2); ultrasonic modified with 0.1 M NaOH solution (3); ultrasonic modified with 0.2 M NaOH solution (4)

Rys. 1. Spektrum FTIR włókien konopnych: odniesienie (1); modyfikacja ultradźwiękami (2); modyfikacja ultradźwiękami w roztworze 0.1 M NaOH (3); modyfikacja ultradźwiękami w roztworze 0.2 M NaOH (4)

4. Conclusion

FTIR spectroscopy of the original and treated hemp hurds shows that the physical treatment of the fibre surface has an impact on the fibre structure. Physical modification of hemp hurds by ultrasonic treatment was used as method for removal of organic and inorganic loosely bound contaminants from hemp fibres surface in the experiments. FTIR investigation of changes caused by physical and/or physico-chemical treatment of hemp hurds shows that non-cellulosic components such as hemicelluloses, lignin and waxes after hemp hurds treatment are partially removed in dependence on the cleaning medium during treatment procedure.

Whereas this physico-chemical treatment is in the initial stage of research, it is necessary to carry out more analysis (changes in chemical composition, thermal analysis, X-ray diffraction measurement) and also to study the impact of these hemp hurds treatments on the properties of biocomposites prepared with organic filler and inorganic matrix.

Acknowledgement

The authors are grateful to the Slovak Grant Agency for financial support of the project VEGA 1/0277/15.

Bibliography

[1] Santos S.F., Tonoli G.H.D., Mejia J.E.B., Fiorelli J., Savastano Jr. H. Non-conventional cement-based composites reinforced with vegetable fibers: A review of strategies to improve durability. Materiales de Construcción Vol. 65, e041, 2015.
[2] Li Z., Wang X., Wang L. Properties of hemp reinforced concrete composites. Composites: Part A Vol. 37, pp. 497-505, 2006.
[3] Mwaikambo L.Y., Ansell M.P. Hemp fibres reinforced cashew nut shell liquid composites. Composites science and technology Vol. 63, pp. 1297-1305, 2003.
[4] Bledzki A.K., Gassan J. Composites reinforced with cellulose based fibres. Prog. Polym. Sci. Vol. 24, pp. 221-274, 1999.
[5] Poletto M.P., Zattera A.J., Santana R.M.C. Structural differences between wood species: Evidence from chemical composition, FTIR spectroscopy and thermogravimetric analysis. J. Appl. Polym. Sci. Vol. 126, e336-e343, 2012.
[6] Poletto M., Ornaghi Jr. H.L., Zattera A.J. Native cellulose: Structure, characterization and thermal properties. Materials Vol. 7, pp. 6105-6119, 2014.
[7] Faruk O., Bledzki A.K., Fink H.P., Sain M. Biocomposites reinforced with natural fibres: 2000-2010. Prog . Polym. Sci. Vol. 37, pp. 1552-1596, 2012.
[8] Gumuskaya E., Usta M., Balaban M. Carbohydrate components and crystalline structure of organosolv hemp (Cannabis sativa L.) bast fibers pulp. Bioresource Technology Vol. 98, pp. 491–497, 2007.
[9] Sreekala M.S., Kumaran M.G., Joseph S., Jacob M. Oil palm fiber reinforced phenol formaldehyde composites: Influence of fiber surface modifications on the mechanical performance. Appl. Compos. Mater. Vol. 7, pp. 295–329, 2000.
[10] Cordeiro N., Ornelas M., Ashori A., Sheshmani S., Norouzi H. Investigation on the surface properties of chemically modified natural fibers using inverse gas chromatography, Carbohydrate Polymers Vol. 87, pp. 2367–2375, 2012.
[11] Thomsen A.B., Thygesen A., Bohn V., Nielsen K.V., Allesen B., Jorgensen M.S. Effects of chemical and physical pre-treatment processes on hemp fibers for reinforcement of composites and for textiles. Ind. Crop. Prod. Vol. 24, pp. 113–118, 2006.
[12] Renouard S., Hano Ch., Doussot J., Blondeau J.P., Lainé E. Characterization of ultrasonic impact on coir, flax and hemp fibers. Mater. Lett. Vol. 129, pp. 137–141, 2014.
[13] Cigasova J., Stevulova N., Schwarzova I., Junak J. Comparison of water absorption behavior of biocomposites based on hemp hurds. Pollack Periodica Vol. 9, pp. 51-58, 2014.
[14] Fan M., Dai D., Huang B. Fourier transform infrared spectroscopy for natural fibers, Fourier Transform - Materials Analysis, InTech. pp. 45–68, 2012.
[15] Putnina A., Kukle S. STEX treated and untreated hemp fiber comparative structural analysis. Scientific Journal of Riga Technical University Vol. 6, pp. 36–42, 2014.

[16] Carilo F., Colom X., Suňol J.J., Saurina J. Structural FTIR analysis and the thermal characterization of lyocell and viscose-type fibers. Eur. Polym. J. Vol. 40, pp. 2229-2234, 2004.
[17] Biagiotti J., Puglia D., Torre L., Kenny J.M. A systematic investigation on the influence of the chemical treatment of natural fibers on the properties of their polymer matrix composites. Polymer Composites Vol. 25, pp. 470-479, 2004.
[18] Liu Y. Recent progression Fourier transform infrared (FTIR) spectroscopy study of compositional, structure and physical attributes of developmental cotton fibers. Materials Vol. 6, pp. 299-313, 2013.
[19] Kostic M., Pejic B., Scundric P. Quality of chemically modified hemp fibers. Bioresour. Technol. Vol. 99, pp. 94-99, 2008.
[20] Šutka A., Kukle S., Gravitis J., Grave L. Characterization of cellulose microfibrils obtained from hemp. Conference Papers in Material Science, 2013.
[21] Fackler K., Stevanic J.S., Ters T., Hinterstoisser B., Schwanninger M., Salmén L. FT-IR imaging spectroscopy to loclise and characterise simultaneous and selective white-rot decay within sprude wood cell. Holzforschung Vol. 65, pp. 411-420, 2011.

OPTYMALIZACJA WŁASNOŚCI WYPEŁNIACZY ORGANICZNYCH POPRZEZ FIZYCZNE METODY OCZYSZCZANIA

S t r e s z c z e n i e

Obecne tendencje w branży budowlanej kładą nacisk na zrównoważony rozwój i używanie szybko odnawialnych materiałów, zamiast naturalnych ograniczonych zasobów. Potrzeba stworzenia produktów ekologicznych ukierunkowała zainteresowanie przemysłu na wykorzystanie naturalnych włókien roślinnych jako zbrojenia w kompozytach. Jako zamiennik dla włókien syntetycznych, zwrócono uwagę na włókna konopne, z powodu ich wyjątkowych cech takich jak, właściwości mechaniczny, izolacyjność cieplną i akustyczną, oraz właściwości bakteriobójcze. Kluczowym problemem pomyślnego zastosowania włókien konopnych jako zbrojenie kompozytów jest ich wysoka sorpcja wilgoci i ich heterogeniczność co powoduje niską spójność włókien z matrycą. Optymalizacja przyczepności nieorganicznej matrycy do włókien roślinnych jest powiązana z modyfikacją powierzchni włókien konopnych. Celem artykułu jest porównanie, z niezmienioną próbką, zmian obserwowanych przy użyciu spektroskopi furierowskiej FTIR, parametrów materiału konopnego spowodowanych przez łączną modyfikację materiału zarówno fizyczną jak i chemiczną. Modyfikacja włókien konopnych została przeprowadzona przez zastosowanie ultradźwięków i kąpieli w roztworze czyszczącym gdzie użyto wodnego roztworu NaOH.

Słowa kluczowe: spektroskopia FTIR, włókna konopne, modyfikacja powierzchni, ultradźwięki

Przesłano do redakcji:08.06.2015
Przyjęto do druku:10.01.2016

DOI: 10.7862/rb.2015.207

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (4/15), październik-grudzień 2015, s. 435-446

Krzysztof TROJNAR[1]

SOIL – HYBRID PILE INTERACTION UNDER LATERAL LOAD

The paper presents stability problems of horizontally loaded piles in the three dimensional state of strain. The results obtained are based on works including assessment of interaction between the soil and pile and field investigation of pile as well as on numerical analyses in the spatial system of soil-pile interaction. The author's numerical analysis of hybrid pile shows greater lateral rigidity due to the effective interaction between the pile and soil within a definite range of displacement caused by lateral load. Based on piles embedded in cohesionless soil the phenomena occurring in the soil were identified and a quantitative assessment of the pile displacement caused by Lateral force and bending moment was carried out.

Keywords: numerical modeling, piles, Lateral load, soil-structure interaction, 3D FEM

1. Introduction

In designing piles to resist lateral loads, the design criterion in the majority of cases is not the ultimate capacity of the piles, but the maximum deflection of the piles. To our knowledge, there are very few published methods of analysis specifically developed for predicting the response of piles subjected to lateral loading. To date, it has been customary practice to adopt the techniques developed for laterally loaded piles in soil to solve the problem of laterally loaded piles with caps. A widely used method for lateral load design in a pile foundation is the p-y method. The development of this method was primarily based on work of Matlock and Reese [2]. Their subsequent work led to the development of user friendly computer programs. Reese and Van Impe [4] give a comprehensive description of this method. This method is based on Winkler's spring reaction approach, and it utilizes a beam-column on elastic foundation with nonlinear springs to transfer the load from pile to the soil. These spring represent the soil resistance at different depths and the lateral displacement

[1] Author for correspondence: Krzysztof Trojnar, Politechnika Rzeszowska, ul. Powstańców Warszawy 12, 35-959 Rzeszów, ktrojnar@prz.edu.pl

of horizontally loaded pile. Ashour and Norris [1] used strain wedge model to analyze the lateral capacity of the pile. The soil-pile interaction is based on the overlapping passive wedge in front of pile, which is then transformed to an equivalent single modulus of subgrade reaction. Most full-scale loads tests were conducted on free-head piles, but only a few load tests for fixed-head piles have been reported [3]. In these tests, despite the fact that the pile and cap are embedded in the soil layer, the influence of rotation and friction resistance of cap with soils has not been sufficiently evaluated. To completely evaluate the lateral capacity of the pile-soil-pile cap interaction, passive pressure on the pile cap, base friction on the pile cap must be accounted for separately.

2. Description of hybrid structures

A hybrid structure is composed of two combined components; a horizontal one, resting directly on the ground and a vertical one - embedded in subsoil. A foundation constructed that way shows stiffness resulting from the shaft being embedded and the vertical pressure on the ground in front of the pile by cantilever element. The element, appropriately shaped and protruding beyond the shaft outline, works as the cap of the pile head or a few piles in a single row or cap of the heads of slurry walls. Defining the concept of "hybrid foundation" enables a complementary classification of pile foundations with pile caps of different design as well as makes it easier to define their interaction with subsoil [5]. Taking into account the pile cap – subsoil interaction enhances the lateral load capacity of the pile raft foundation. The main effect of the craft is reducing horizontal displacements of the hybrid foundation and the value of the bending moment in the shaft of the pile. Figure 1 shows complementary approach to hybrid foundation forming.

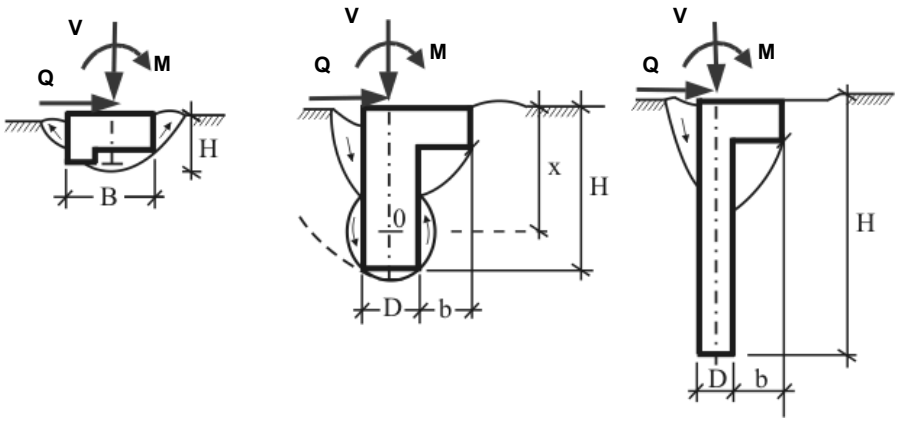


Fig. 1. Complementary approach to hybrid foundations

Rys. 1. Uzupełniające podejście do obliczania fundamentów hybrydowych

The effect of the presented analysis is setting out, based on the author's investigation, the reason for defining the hybrid foundation and describing its nature which consists in transmitting, in a specific way, lateral loads into the subsoil in the spatial soil-foundation interaction system. The research and analyses carried out resulted in a better specification of the current methods of single pile with cantilever plate calculations. An analysis of the spatial soil-pile interaction made it possible to create the basis for a more precise determination of stiffness of the pile with plate. The analysis was performed using the PLAXIS 3D finite element program. To investigate the pile-soil-pile cap interaction, a pile with plate and pile without plate was modeled. The variables employed in this study were the drilled pile diameter 1.2 m, pile length of 5 m. The author's analysis of the single hybrid short pile shows greater lateral stiffness due to the effective interaction between the vertical pile, horizontal plate and soil within a definite range of displacement caused by lateral load. Based on piles embedded in cohesionless soil the phenomena occurring in the soil were identified and a quantitative evaluation of the hybrid pile displacement caused by horizontal force and bending moment was carried out. The use of the cantilever plate results in limiting the horizontal displacement of pile and the reduction of the bending moment of its shaft.

3. Numerical modeling of hybrid foundations

3.1. The numerical model description

Theoretical analysis was carried out by the Finite Element Method (FEM), with the use of the Plaxis 3D computer program. The assumed spatial numerical model of the hybrid pile embedded in subsoil consists of over 33 thousands of elements and over 89 thousand nodes. It was built of 15-node solid elements, each containing 6 Gauss points. The analysis was carried out in two different finite element mashes. Initial calculations were conducted in a mesh on a circular plan, denser around the pile. The ultimate calculations were carried on a subsoil model in the axial–symmetrical system. Owing to this, it was possible to optimize the extent of the calculation problem. The assumed calculation area was on a rectangular plan with the longer sides parallel to the pile bending plane. The range of the subsoil displacement zones in front of the pile and width of the lateral zones of the subsoil interacting with the pile shaft were taken into account during the division of the calculation area. This area was referred to the diameter of pile (D). The following dimensions were assumed: in the plane of the load action - 12D, however, in the perpendicular direction - 8D. The bottom of the lump of the analytical piece of subsoil corresponded to a 15 m pit in the model scale. The geometric dimensions of the pile numerical model were like those of the pile subjected to empirical investigation. An analytical analysis was conducted for a single pile of 1.2 m in diameter, em-

bedded to depths of 5 m in homogenous sand. The Mohr-Coulomb model of subsoil was used for the calculations. The calculation parameters for the sand were assumed based on the geotechnical field investigation at the site where tentative loading of the same pile as in the analytical analysis was carried out; internal friction angle $\varphi = 35^{O}$, modulus of deformation E=120 MPa, cohesion c = 0 MPa, Poisson's ratio = 0.3.

3.2. Analytical analysis assumptions

The numerical model was subjected to validation on account of adapting the piles, each 1.2 m in diameter, embedded in sand to depths of 5 m, to field investigation conditions. Figure 2 show field investigation conditions of hybrid pile. The computation results we referred to the deflection measurements for field investigated piles with and without a horizontal plate in subsoil in full-scale. The application of the FEM analytical analysis for the pile in the three-dimensional (3D) system made it possible to obtain much information about the processes occurring in the subsoil around the pile. This meant a possibility of verifying the hitherto applied, simplified methods of calculating bent piles.

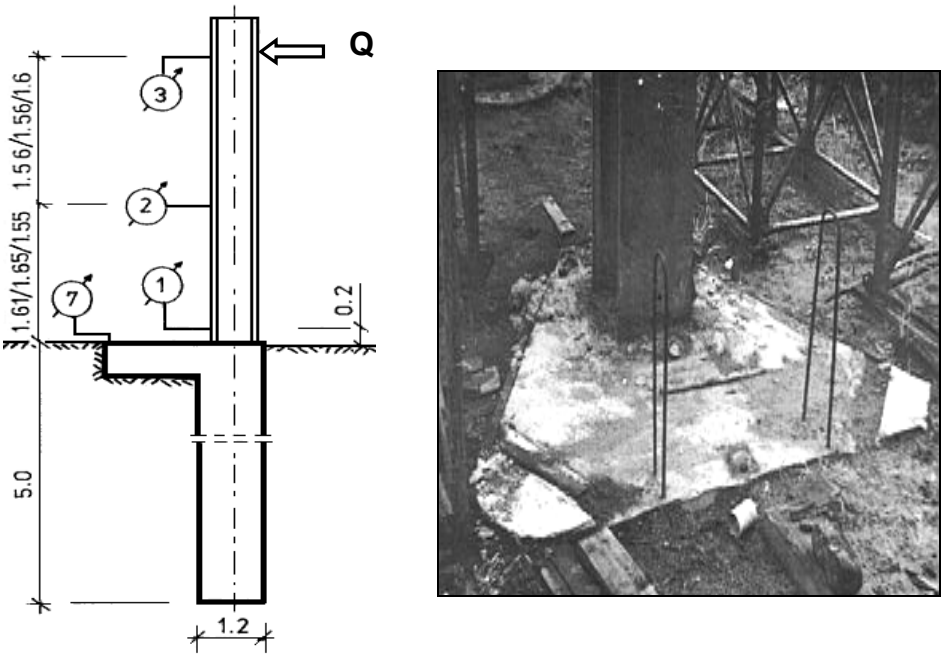


Fig. 2. Field investigation conditions of hybrid pile; a) model scheme, b). field investigation

Rys. 2. Warunki badania polowych pala hybrydowego; a) schemat modelu, b) badania polowe

3.3. 3D FEM calculations

A few series of calculations for single piles of 1.2 m in diameter, 5 m long - standard (without plate) and hybrid ones (with plate) were conducted [5]. The lateral load of the pile was concentrated force incrementing within the 0÷500 kN range. Load was applied to the pile at a height of 4m over the ground surface, as it was in the field investigation. The 3D FEM calculations allowed much wider understanding of the pile-subsoil interaction. In the range of compared load values applied in the field investigation and in a 3D FEM analysis the computed pile head displacements were basically in agreement with those measured. The lateral loads of piles assumed for the calculations enabled analyzing their behavior in the displacement range up to 120 mm and pile head rotation up to 1 rd. On account of the significant influence of the pile deflection non-linearity, the scope of the FEM analysis was reduced to 0÷60 mm pile head displacements in the applied soil analytical model. Figure 3 shows comparison of results obtained from the 3D FEM present analysis and full scale tests standard pile (without plate) Figure 4 shows subsoil deformation around 3D numerical models of piles; conventional and hybrid once. Figure 5 show comparison of subsoil deformations in the area of 5m long pile. The results presented are for successive stages causing pile head displacement: 10 mm, 20 mm and 40 mm.

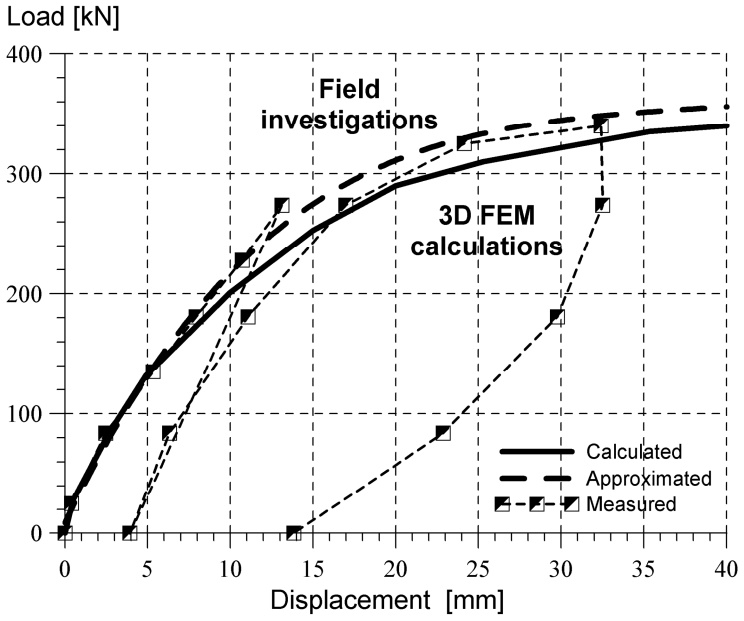


Fig. 3. Comparison between bent 5m long the standard pile

Rys. 3. Porównanie między wygięciami standardowych pali o długości 5 m

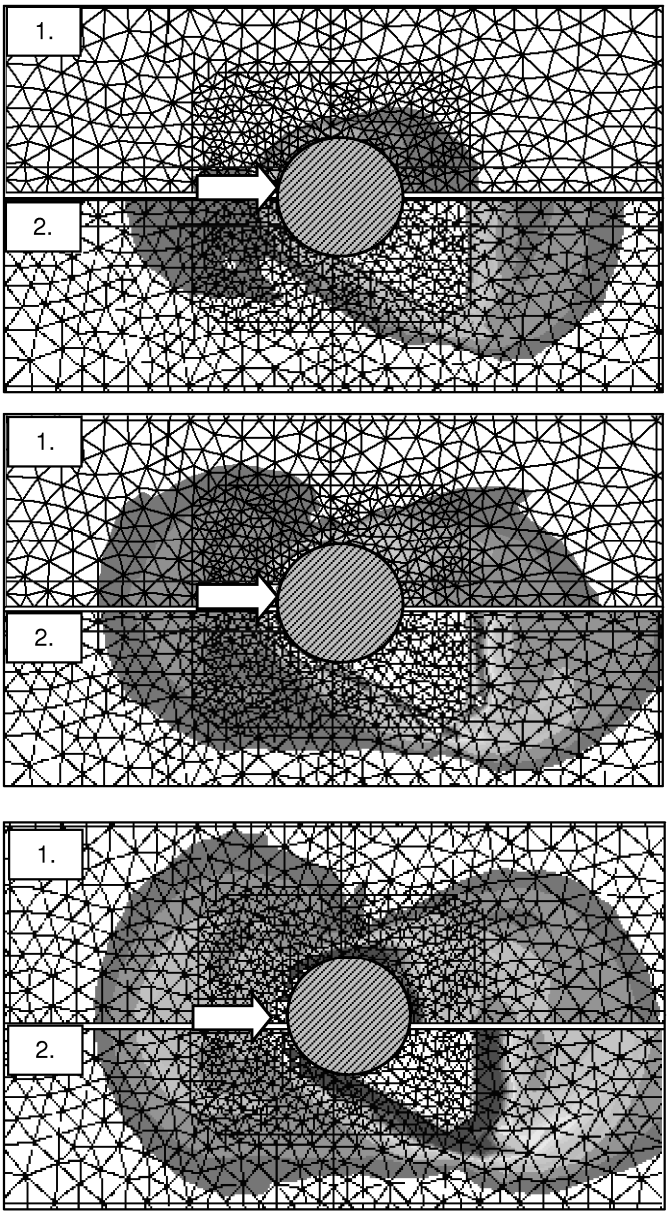


Fig. 4. Soil deformations at ground level around to 5 long pile model loaded with horizontal force and bending moment; 1 – standard pile, 2 - hybrid pile (with plate)

Rys. 4. Deformacje gruntu na poziomie gruntu wokół modelu pala o długości 5 m obciążonego siłą poziomą i momentem zginającym; 1 – pal standardowy, 2 – pal hybrydowy (z płytą)

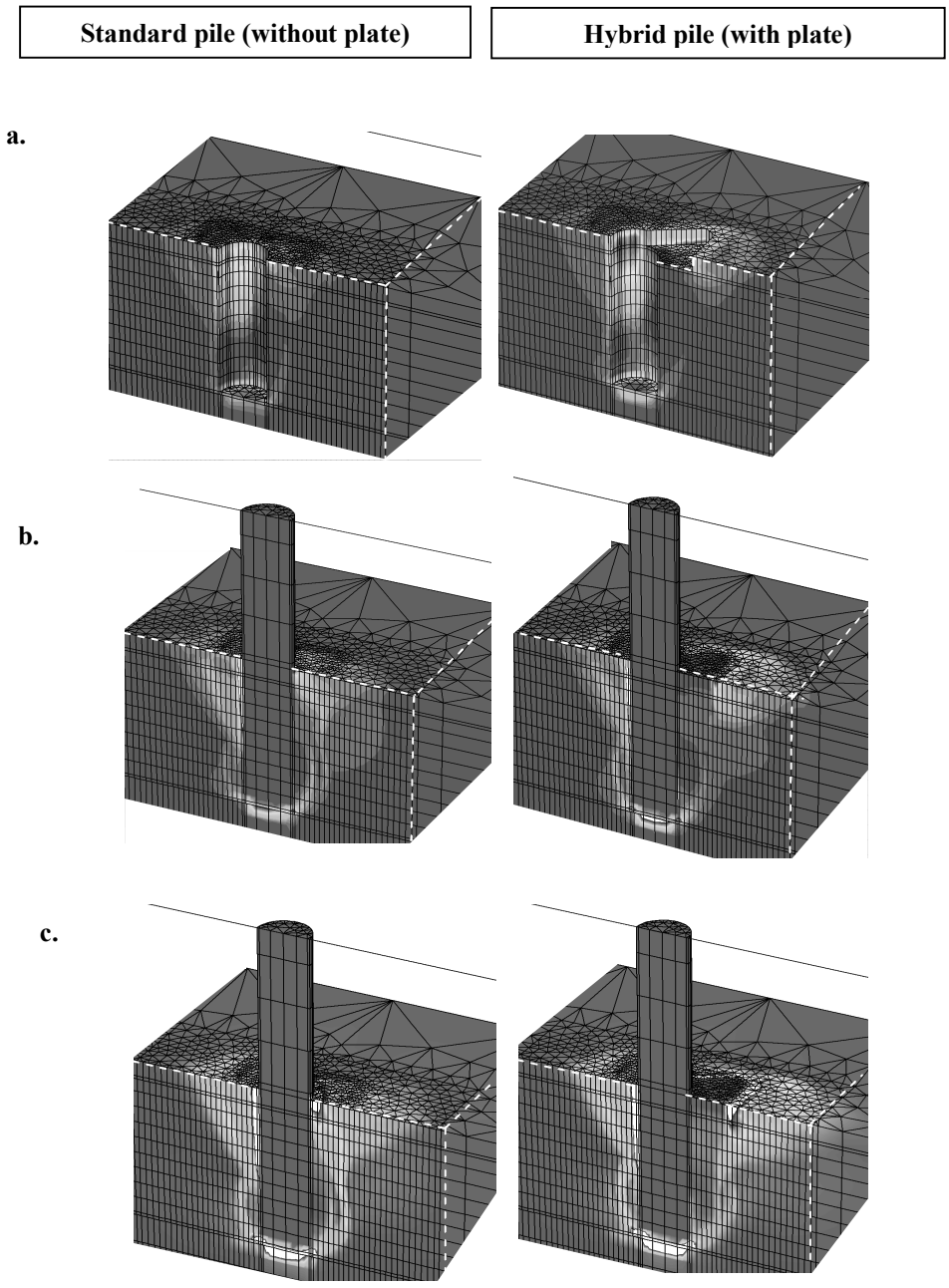


Fig. 5. Comparison of subsoil deformations in the area of 5 m long pile at its head displacements: a) 10 mm, b) 20 mm, c) 40 mm

Rys. 5. Porównanie deformacji warstw gruntu w pobliżu pala o długości 5 m przy przemieszczeniu jego głowicy: a) 10 mm, b) 20 mm, c) 40 mm

3.4. Results of soil-pile interaction analysis

The initial stage of pile bending with 0 - 500 kN horizontal force at pile head deflection less then of 60 mm was analyzed in detail. The results were presented graphically for depths of 0.6 m, 1 m, 1.5 m, 2 m and 3 m. The loading parameters used in the analysis were: horizontal deformation of the soil ε, horizontal stress in the ground σ and horizontal displacements of the pile head in the load plane y. The stress-strain dependence comparison presented in figure 6 indicate that for both a 5 m long pile it is possible to find the ultimate deformation capacity of soil at which it is pushed up. In both cases the value is ε = 0.3 % and occurs in the subsoil in front of the pile shaft at a depth of x = 0.6 m, i.e. just below the bottom of the plate. It corresponds to the values of the horizontal stress in ground σ, within 150 - 200 kPa. Such a state of stress in the ground occurred at horizontal force load Q = 300 kN for the 5m long pile. During a further increase in the lateral load applied to the pile there occurs an intensive deformation increment in the soil, which can be seen in the diagram as heaving or change in the slope of the curves describing the behavior of the soil around the pile without plate within the depth range of x = 0.6÷1.5 m. The attainment of the ultimate deformation capacity of soil around to the shaft pile is, in the case of the two piles, related to the displacement of their heads by y = 10 mm. This corresponds to Q = 300 kN for the 5m pile. Further increase in lateral load applied to a standard pile (without plate) brings about a significant non-linear increment in its deflection. A hybrid pile (with plate) stays elastic in subsoil within a much wider load range than a standard pile of the same diameter and length. This follows from initially (at y < 10 mm pile head displacement) small passive earth pressure occurring under the plate. Within the displacement range y = 10 ÷ 40 mm, occurring at θ = 0.2 ÷ 0.4 rd angle shaft rotation, horizontal components of the stress in the ground in front of a hybrid pile (with plate) grow more than those in front of a standard pile (without plate). At pile head deflections y above 40 mm, stress in the ground reaches the constant value which, in this analysis, was used as a measure of plate effect.

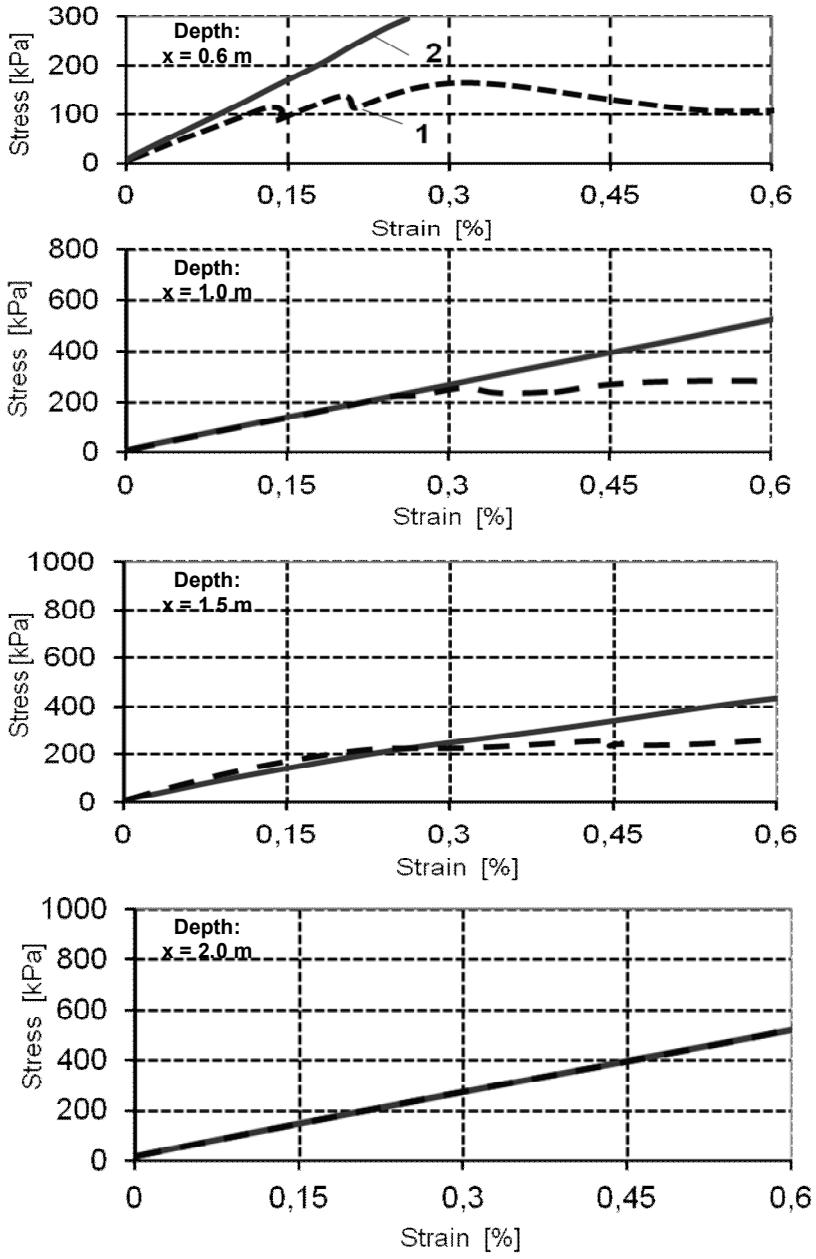


Fig. 6. Plots of stress-strain dependences at various depths in subsoil in front of pile, obtained based on 3D FEM calculations for 5 m long pile; 1- standard pile, 2 – hybrid pile

Rys. 6. Wykresy zależności naprężenie – odkształcenie na różnych głębokościach gruntu z przodu pala, określona w oparciu o trójwymiarowe obliczenia MES dla pala o długości 5 m; 1 – pal standardowy, 2 – pal hybrydowy

4. Evaluation of hybrid foundation stability

The value of coefficient Ep, described as a ratio of the standard pile head deflection to that of a hybrid pile head deflection under the same load, was assumed to be used as a measure of the plate effect. A parameter Ep defined that way characterizes the effect of the cantilever plate on the extent of the hybrid pile deflection. Based on the field investigation results, a comparative analysis of the deflections of hybrid piles (with plates) and standard ones (without plates), was conducted within the range of loads applied in particular investigation stages. The analysis ignored the response of the piles in the initial 0-60 kN load stage due to a wide scatter of the results due to the compaction of the soil under the plates of the two tested piles. Figure 7 present the plots of the dependence of coefficient Ep on the lateral load of 1.2 m diameter piles embedded 5 m in the sand. During the loading of the piles with cantilever plates and without them, the effectiveness of the plates was in the range of 1.3 - 1.7 . The values above 1.0 mean that the deflection of the pile with a plate was smaller than that without it. This indicates that in the case of a hybrid pile its deflection, compared to that of a standard one, decreased by 70% - 30% . The increase in lateral load was accompanied by a gradual increase in the effectiveness of the plates. In the range of small lateral loads applied, both hybrid and standard piles showed elastic response in the ground.

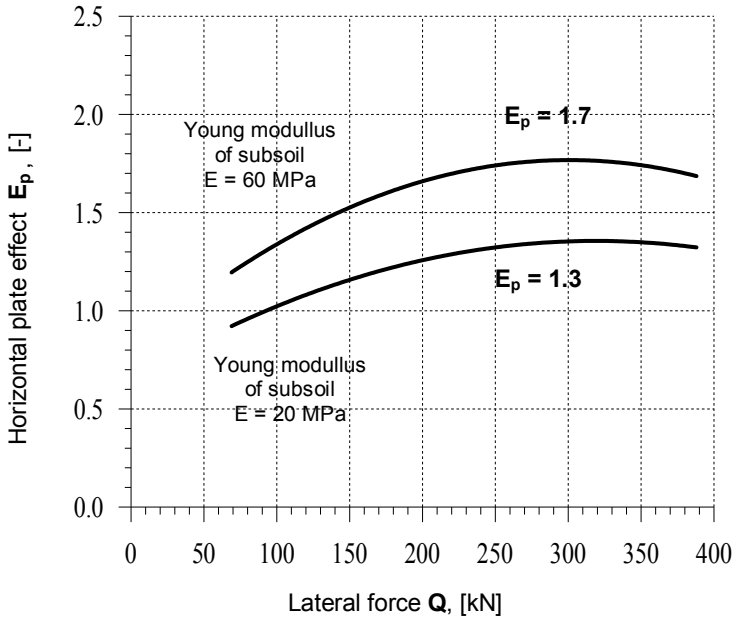


Fig. 7. Plate effect describing lateral stiffness increase of hybrid pile

Rys. 7. Efekt płyty opisujący wzrost sztywności giętej pala hybrydowego

The deflection measurements demonstrated that for 1.2 m diameter piles embedded in fine sand, the ultimate horizontal displacement of the standard pile head characterizing its elastic response in the soil was 5-7 mm. At a greater load, when the pile deflection at the ground surface was above 2 mm, the plate effect Ep values were bigger than 1.0. It means that the hybrid pile deflections were smaller compared to those of the standard pile without plate. Further load increase caused a nonlinear deflection growth of the 5 m long piles and a greater lateral pressure on the soil. When the hybrid piles were subjected to force load and bending moment, their deflections were by 30÷70 % smaller than those of the standard ones, depending on the plate subgrade deformability. In the case of the investigated 1.2 m diameter piles, the plate effect Ep rose gradually in the 0-300 kN range to stabilize under a load greater than 300 kN at 1.7 and 1.3 for 5m long piles. The activity differences between the plate effect of the two piles at their loading follow, from the different modulus of deformation of the sand layer 0.5 m thickness, which the plates were embedded (for Young modullus of subsoil E = 60 MPa, and E = 20 MPa).

5. Conclusion

This study refers to one of essential problems in designing retaining walls, bridge abutments and pillars for viaducts. Frequently the number of piles results from the need of assuring adequate lateral rigidity of support, rather then from required vertical load capacity. A rational design of a structure supported on hybrid piles necessitates a careful investigation of its stability and defining the real extent of displacements as the latter usually decide the serviceable conditions of the structure. It follows from the conducted research work and the author's theoretical analyses that finding the course of the hybrid foundation displacement changes is fairly complicated as the soil-foundation interaction below the cantilever plate area under spatial system condition has to be considered. Research into this issue is however, of vital importance for the assessment of the stability of single piles with a plate cap. It refers in particular to designing bridge stub abutment and embedded retaining walls loaded with considerable lateral forces. The effect of the presented field investigations and numerical analysis is:

- Awareness of a possibility of a new treatment of a pile cap while considering the soil-pile interaction under lateral load; the result is a new, complementary classification of foundations which distinguishes the *hybrid foundations* and is based in particular on considering their interaction with the ground in the in initial stage of the displacement increment.
- Setting out, based on the author's investigation, the reason for defining the *hybrid foundation* and describing its nature which consists in transmitting, in a specific way, lateral loads into the subsoil in the spatial soil-foundation interaction system.

- Establishing by numerical analysis 3D FEM the extent of an effective increase of the lateral stiffness of the pile to be bent by joining it to a horizontal plate rested on subsoil.

Bibliography

[1] Ashour M., Norris G. Lateral Behavior of Pile Groups in Layred Soils, Journal of Geotechnical and Geoenviromental Engineering, ASCE, Vol. 130, No. 6 pp. 580-592, 2004

[2] Matlock H., Reese L.C. Generalized Solutions for Laterally Loaded Piles, Journal of the Soil Mechanics, ASCE, Vol. 86, No. 5 pp. 63-91, 1960

[3] Mokwa R., Duncan J.Experimental Evaluation of Lateral-Load Resistance of Pile Caps, Journal of Geotechnical and Geoenviromental Engineering, ASCE, Vol. 127, No. 2 pp. 185-192, 2001

[4] Reese L.C., Van Impe W. Single Pile and Pile Groups Under Lateral Loading, A.A. Balkema Publ., 2001

[5] Trojnar K. Stability of Hybrid Foundations Under Horizontal Load, Politechnika Rzeszowska, Oficyna Wydawnicza PRz, 2011 (in polish)

INTERAKCJA GRUNT – PAL HYBRYDOWY PODDANY OBCIĄŻENIU BOCZNEMU

S t r e s z c z e n i e

Artykuł prezentuje problemy stateczności poziomo obciążonych pali w trójwymiarowym stanie obciążenia. Uzyskane wyniki opierają się na pracach uwzględniających oszacowanie interakcji pomiędzy gruntem i palem, jak również na podstawie analiz numerycznych w przestrzennym układzie interakcji pomiędzy gruntem a palem. Analizy numeryczne Autora dotyczące pali hybrydowych wykazały większą sztywność boczną spowodowaną korzystną współpracą gruntu i pala w określonym obszarze przemieszczeń spowodowanych obciążeniem bocznym. Bazując na palach osadzono gruntach niespoistych zostały rozpoznane zjawiska występujące w gruncie, oraz zostało przeprowadzone ilościowe oszacowanie przemieszczeń pali spowodowane siłą poziomą i momentem zginającym.

Słowa kluczowe: modelowanie numeryczne, pale, obciążenie boczne, interakcja grunt - fundament, trójwymiarowy model MES

Przesłano do redakcji:26.05.2015
Przyjęto do druku:10.01.2016

DOI: 10.7862/rb.2015.208

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (4/15), październik-grudzień 2015, s. 447-457

Pavlo VEGERA[1]
Roman KHMIL[2]
Zinoviy BLIKHARSKYY[3]

THE SHEAR STRENGTH OF REINFORCED CONCRETE BEAMS WITHOUT SHEAR REINFORCEMENT

In this article the results of experimental investigations of reinforced concrete (RC) beams on the shear strength are presented. Tests are performed by the improved methodology with testing every beam twice. All experiments are conducted considering different shear span to effective depth ratio. This makes for establishing the impact of the force application position on the carrying capacity of reinforced concrete beams without transverse reinforcement. The result showed the increase of carrying capacity by 8-10% while reducing the shear span to effective depth ratio from d/a=2 to d/a=1,5 and 18-20% while ratio was d/a=1. Calculations by the current standards in different countries showed low compliance with experiment, which is negative for economic design. Carrying capacity calculation method for reinforced concrete beams without shear reinforcement considering loading accommodations as proposed and tested. This factor is not taken into account in Ukrainian current norms of reinforced concrete structures designing. The deviation between theoretical calculation by the proposed empirical formula and experimental data is 10% which provides sufficient reliability of the results for future using.

Keywords: shear span to effective depth ratio, shear calculation.

1. Statement of a problem

Reinforced concrete elements are most common structures in the world. Exploring their stress strain state is a necessary task placed before researchers. Special attention should be paid to the changes in structure's performance

[1] Author for correspondence: Pavlo Vegera postgraduate student; Lviv National Polytechnic University; Ukraine, 79013, Lviv, S. Bandera Street, 12; PavloVegera@gmail.com.

[2] Roman Khmil PhD associate professor; Lviv National Polytechnic University; Ukraine, 79013, Lviv, S. Bandera Street, 12; roman_hl@ukr.net.

[3] Zinoviy Blikharskyy professor; Lviv National Polytechnic University; Ukraine, 79013, Lviv, S. Bandera Street, 12., blikharskyy@ukr.net

depending on the changes in the loading application place. In this case, the greatest danger is concrete beams with considerable shear effort. These elements collapse suddenly. Their critical state can be determined only while making detailed diagnostics of inclined cracks. Researching shear strength of flexural concrete elements and their shear strengthening methods are actual problems that were studied by many researchers [2-4], which describes urgency of the issue.

2. The aim and the objective of a research

In this article authors explain the following:

- determine the influence of load location on the shear carrying capacity of reinforced concrete beams without transverse reinforcement;
- review current and determine optimum relationship for RC beams shear carrying capacity calculation ;
- compare the theoretical values with the experimental.

3. Experimental data and tests results

3.1. Materials and prototypes design

To achieve the aim of research a sample of concrete beam with 2100 mm. length, 100 mm width, and 200 mm height was selected. As beam's tension reinforcement A400C Ø18 mm rebar was chosen (according to DSTU 3760:2006). A400C Ø10 mm rebar (according to DSTU 3760:2006) was chosen as compressed reinforcement. Constructive transverse reinforcement - A240C Ø 6 mm rebar (DSTU 3760:2006) located in the area without transverse force (Fig. 1,2).

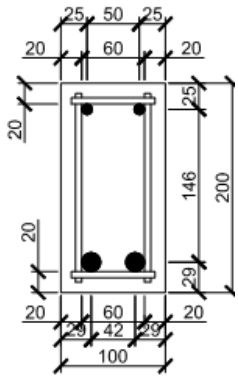


Fig.1. Cross section of the sample

Rys. 1. Przekrój poprzeczny próbki

.

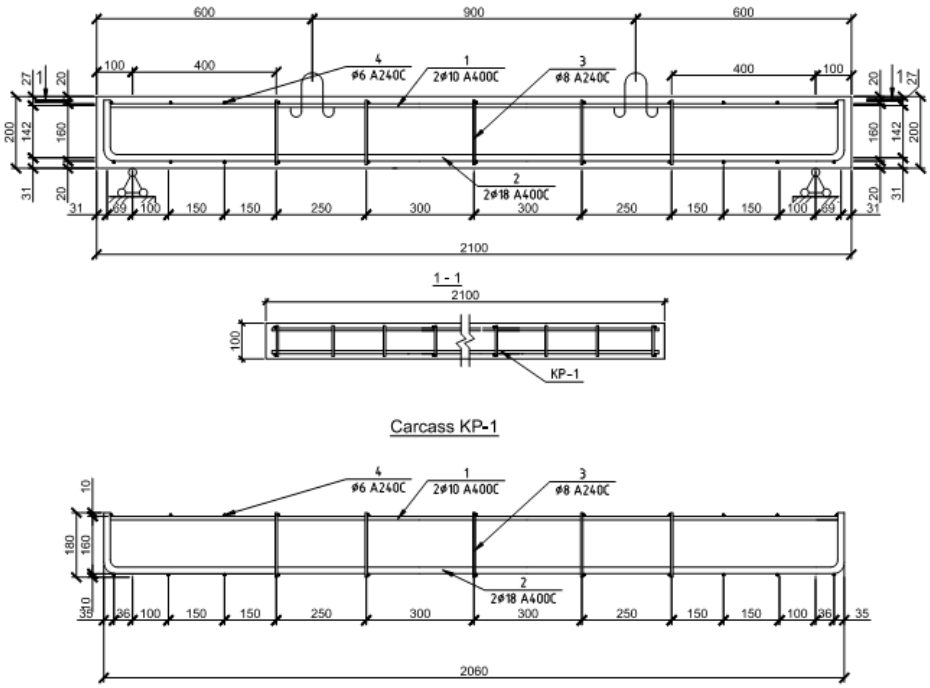


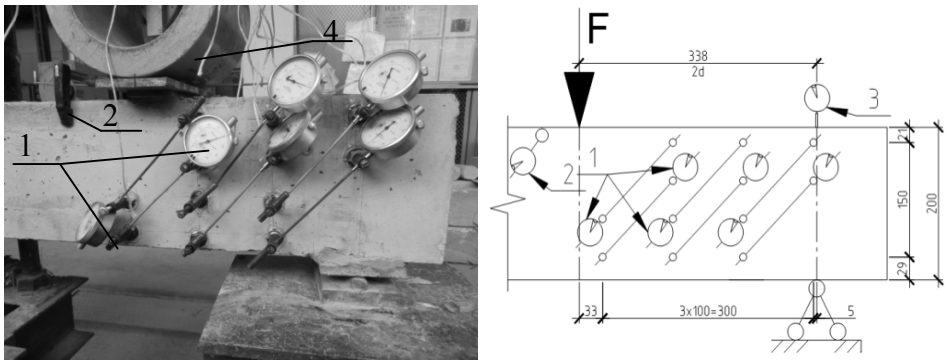
Fig.2. Reinforcement and dimensions of the designed beam

Rys. 2. Zbrojenie i wymiary projektowanej belki

Reinforced concrete beam was designed to provide flexural bearing capacity according to recommendations [5-6].

3.2. The program and research methodology

Research was performed on 3 samples. Each sample was tested twice by specially developed technique, which allowed to get the results of high convergence. Variable parameter was shear span to effective depth ratio which equaled a/d = 2; a/d = 1,5; a/d = 1; where a - the distance from the support to the point of force application, d - effective depth of prototypes. The load applied through the distribution traverse using hydraulic jacks incrementally. Each increment equaled 10% of the expected destructive value. Load level was controlled by a ring dynamometer. After each increment, the instrument readings were taken. Reinforcement and concrete deformations were measured using dial indicators with value of units 0,001 mm. (see. Fig. 3).



a) b)

Fig.3. The placement of measuring devices: a) placement of devices on experimental sample; b) the layout of dial indicators; 1 - dial indicators for deformations measurement; 2 - indicator Aistova; 3 – holders for dial indicators; 4 - ring dynamometer

Rys. 3. Rozmieszczenie urządzeń pomiarowych: a) rozmieszczenie urządzeń na próbce badawczej; b) układ czujników zegarowych; 1 – czujniki zegarowe do pomiaru deformacji; 2 – czujnik Aistova; 3 - uchwyty czujników zegarowych ; 4 – siłomierz kabłąkowy

Tests performed similarly for each section of the investigated beams at different shear span to effective depth ratio. Beams marking were as follows: BO - beam ordinary, the first digit - serial number, the second digit - prototypes number, the third digit – section number. For example BO 1.2-2 means that tested example from first series of the second beam of the second section.

3.3. Results of experiments.

Received values of reinforced concrete beams shear carrying capacity showed a slight deviation - the difference between one type of test was less than 6% (see. Table. 1).

Table.1. Main parameters of experiment

Tabela 1. Główne parametry badań

Types of the beams	Cross section bxh [mm]	Span of the beam l_0 [mm]	Shear span to depth ratio, a/d	Experimental shear load, [kN]	The discrepancy between twins, [%]
BO 1.1-1	201x106	1900	2	165	4,2
BO 1.1-2		1550	2	172	
BO 1.2-1	199x98	1900	1	192	6,3
BO 1.2-2		1750	1	204	
BO 1.3-1	202x98	1900	1,5	180	3,3
BO 1.3-2		1650	1,5	186	

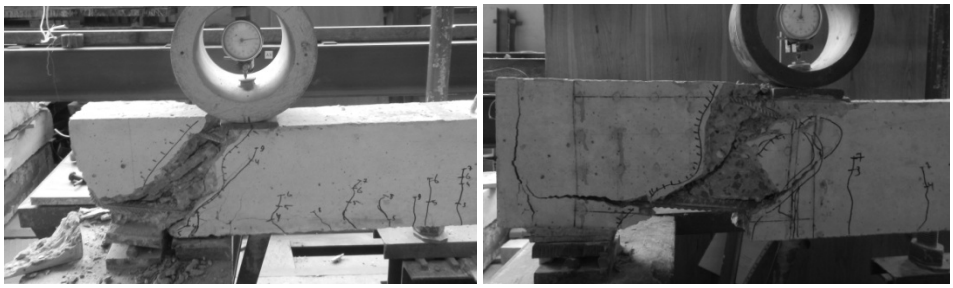
As we can see beams shear strength increases with decreasing shear span to depth ratio. The absolute increase of carrying capacity is 40 kN, which is slightly more than 17% (see. Table. 2).

Table.2. Main parameters of experimental

Tabela 2. Główne parametry badań

Types of the beam	Compressive strength of concrete, [MPa]	Carrying capacity, [kN]	Average value, [kN]	Carrying capacity increas, [%]
BO 1.1-1	40	165	168,5	-
BO 1.1-2		172		
BO 1.2-1	40	192	198	17,5
BO 1.2-2		204		
BO 1.3-1	40	180	183	8,6
BO 1.3-2		186		

Also note that the physical destruction of reinforced concrete beams with a smaller d/a ratio occurred with significant chipping of concrete around inclined cracks and longitudinal reinforcement (see Fig. 4).



a) b)

Fig.4. Experimental elements destruction types: a) with a relative cut span a/d=1; b) with a relative cut span a/d=2

Rys. 4. Typy zniszczenia elementów badanych: a) ze względnym zasięgiem strefy ścinanej a/d=1; b) ze względnym zasięgiem strefy ścinanej a/d=2

Such type destruction associated with the construction reinforcement. Longitudinal reinforcement has a sturdy fixed. It perceives significant proportion of stresses in concrete until destruction of the compressed concrete area. This type of destruction refers to Type 2 - the destruction of shear force. Longitudinal reinforcement prevents the rotation parts of concrete around the end of the inclined cracks. Two parts of elements are shifted relative to each other.

4. Theoretical calculation of reinforced concrete beams shear strength.

4.1. Calculation of shear strength with difference relative cut span by basic formulas in different countries design codes

According to the current Ukrainian design codes [5-6] and European [7] shear calculation of reinforced concrete beams without transverse reinforcement conducted by the following relationship:

$$V_{Rd,c1} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}\right)^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \tag{1}$$

but value is not less than

$$V_{Rd,c2} = \left(V_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}\right) \cdot b_w \cdot d \tag{2}$$

where: $C_{Rd,c} = 0{,}18 / \gamma_c$ - the minimum value (normalized) of shear strength for concrete, [MPa];

$k = 1 + \sqrt{200 / d} \le 2{,}0$ - size effect factor;

$k_1 = 0{,}15$ - coefficient which depends on the diameter of the longitudinal reinforcement;

ρ_1 - coefficient of reinforcing cross-section by the longitudinal tensile reinforcement;

f_{ck} - characteristic value of concrete compressive strength at 28 days, [MPa];

σ_{cp} - the concrete compressive stress at the centroidal axis due to axial loading and/or prestressing, [MPa];

b_w , d - respectively smallest cross section width in the tensile zone and efficiently depth of cross section, mm.;

$V_{\min} = 0{,}035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$, [MPa].

As we can see the relationships (1), (2) have any prerequisites for consideration type and load location - shear span to effective depth ratio. These equations determine the carrying capacity with considerable reserve. Cross section, which strength is considered, calculated without taking into account location along the span of the beam.

Determination of carrying capacity according to USA design codes [1] carried out using relationship:

$$V_c = 2 \cdot \sqrt{f_c^{'}} \cdot b_w \cdot d \tag{3}$$

where: $f_c^{'}$ - characteristic value of concrete compressive strength at 28 days, [psi].

This equation does not consider the influence of longitudinal reinforcement, and the impact of shear span to effective depth ratio, but it allows you to quickly assess the carrying capacity of reinforced concrete beams on the shear.

Australian rules AS 3600-2009 [8] contained calculation by the formula:

$$V_{uc} = \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \beta_3 \cdot b_w \cdot d \cdot f_{cv} \cdot \sqrt[3]{\frac{A_{st}}{b_w \cdot d}} \tag{4}$$

where: $\beta_1 = 1{,}1 \cdot \left(1{,}6 - \frac{d}{1000}\right) \geq 1{,}1$ - size effect factor;

$\beta_2 = 1$ for beams without axial tension;

$\beta_3 = \frac{2 \cdot d}{a_v} \leq 2$ - shear span to depth ratio;

$f_{cv} = \sqrt[3]{f_c'} \leq 4$ – shear concrete strength, MPa;

A_{st} - area of tensile reinforcement, mm.

This equation more fully includes all factors. But the result is much diminished when compared with experiment data. Rules [9], which allowed performing the calculation of carrying capacity of reinforced concrete beams on the shear, with using engineering techniques, use relationship:

$$Q = \frac{\varphi_{b4} \cdot (1 + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{c} \tag{5}$$

where: $\varphi_{b4} = 1{,}5$ - coefficient of working conditions for heavy concrete;

$\varphi_n = 0$ - coefficient, which taking into account influence of concrete compressive stress at the centroidal axis due to axial loading and/or prestressing;

R_{bt} - design value of concrete strength on axial tensile, MPa;

b, h_0 - respectively smallest cross section width in the tensile zone and efficiently depth of cross section, mm.;

c - the distance from the point of application of force to support, mm.

This technique is based on taking into account tensile strength of concrete, but overlooked longitudinal reinforcement element.

Listed analyzing the methods of calculation can conclude that Australian norms take into account all the factors of the shear strength. Other calculation methods have disadvantages which are manifested in ignoring several factors or their significant simplification. Therefore, the studies of methods of calculation require further investigation.

4.2. Comparison of different calculation methods results.

To compare considered methods of shear strength calculation, they were conducted to determine the carrying capacity of experimental samples. The results of calculations are presented in Table. 3.

Table.3. Results of reinforced concrete beams shear strength calculation

Tabela 3. Wyniki obliczeń nośności na ścinanie zbrojonej belki żelbetowej

Types of the beams	Cross section bxh [mm]	Shear span to effective depth ratio, a/d	Experimental shear strength, [kN]	The theoretical value of carrying capacity calculated by the method, [kN]:			
				1	2	3	4
BO 1.1	201x106	2	168,5	21,89	23,06	29,7	34,55
BO 1.2	199x98	1	198	20,68	21,07	59,4	63,35
BO 1.3	202x98	1,5	183	20,83	21,45	39,6	42,76

Analyzing data from the table.3 we can say that all techniques significantly underestimate the results of shear carrying capacity of reinforced concrete beams over 50%. This is due to calculation shear strength in the most unfavorable case. Shear strength at least insufficient anchoring of the longitudinal reinforcement and worst shear span to effective depth ratio. Using these equations in the design leads to significant overspending materials.

4.3. Calculation of carrying capacity with difference relative cut span by improved calculation method.

Given the rules of calculation [5] proposes to improve the method of calculation to include parameter in relationship which takes into account the shear span to effective depth ratio. Whereas increasing distance to the point of application force, carrying capacity of beams on the shear decreases, so proposed to consider in the formula (1), taking into account a/d ratio in the form:

$$V_{Rd,c} = \left[\left(\frac{6 \cdot d}{a} \right)^{1/3} \cdot C_{Rd,c} \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \cdot \left(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck} \right)^{2/3} \right] \cdot b_w \cdot d \qquad (5)$$

Such a formula includes basic parameters to fully determine the carrying capacity of concrete elements on the shear strength.

Calculation with this empirical formula shows significantly better convergence in results (about 10%) and shows the importance of stable results compared with experimental data (see. Table. 4). It should also be noted that the calculation was conducted using coefficient $\gamma_c = 1,5$ for main combi-

nation of factor loadings (then $C_{Rd,c1} = 0,12$ MPa) and emergency one - $\gamma_c = 1,2$ ($C_{Rd,c2} = 0,15$ MPa), which are encouraged to accept according to [7].

Table.4. Results of reinforced concrete beams shear strength calculation

Tabela 4. Wyniki obliczeń nośności na ścinanie zbrojonej belki żelbetowej

Types of the beams	**Experimental value, $V_{Rd,c}$, [kN]**	**Theoretical value by main combination, $V_{Rd,c1}$ [kN]**	$\left(\frac{V_{Rd,c}}{V_{Rd,c1}} - 1\right) \times 100\%$	**Theoretical value by emergency combination, $V_{Rd,c2}$ [kN]**	$\left(\frac{V_{Rd,c}}{V_{Rd,c2}} - 1\right) \times 100\%$
BO 1.1	168,5	152,1	10,8	175,4	-3,9
BO 1.2	198	186,4	6,2	233,0	-15,0
BO 1.3	183	163,1	12,2	203,8	-10,2

For a visual comparison of the obtained results by the proposed calculation method with results by existing methods see. Fig.4. In this figure are dependent theoretical shear strength of beams for the main type of load. However, it should be noted that if this be interpreted as a total load of emergency communication load that the convergence of our methods will be the same and is about 10%. But as the theoretical values are higher than experimental data, this interpretation requires the application of special conditions of experimental studies, which would be modeled sudden and dynamic character of the emergency application load.

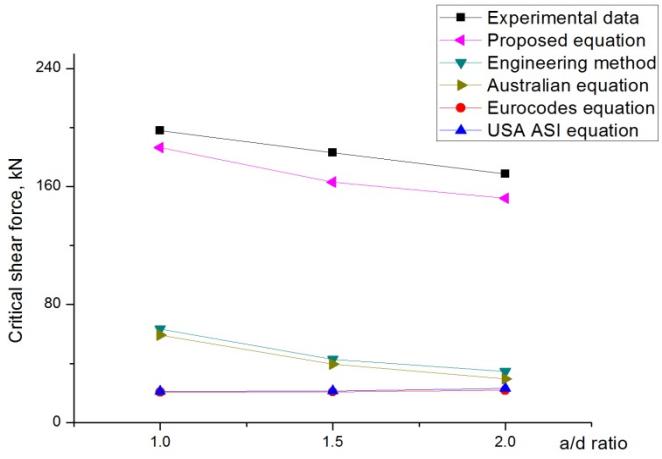


Fig.5. Graphics comparison of difference method of calculation results

Rys. 5. Graficzne porównanie wyników obliczeń według różnych metod

5. Conclusions.

Based on the above material the following conclusions can be drawn:

1. Shear Carrying capacity of the beams without transverse reinforcement increases with decreasing d/a ratio. This can be considered for more effective design of concrete elements.
2. Results of shear strength calculating according to different methods show significantly lower values than experiment.
3. Proposed improved theoretical equation, produced the results with deviation from experimental data about 15%. This result is stable at all investigation of shear span to effective depth ratio which suggests sufficient efficacy of this empirical relationship.

Bibliogaphy

[1] ACI Committee 318, Reinforced concrete design manual (ACI 318-08) Version 12. Berkeley, California: American Concrete institute, 2010.
[2] Bazant Z.P., Kazemi M.T. Size effect on diagonal shear failure of beams without stirrups. ACI Structural journal. Vol.88 №3. pp.268-276. 1991.
[3] Chavan R.S., Pawar P.M. Shear strength of slender reinforced concrete beams without web reinforcement. Journal of engineering research and application. Vol.3, Issue 6. pp. 554-559. 2013.
[4] Elahi A., Effect of Reinforcement Ratio and Shear Span on Shear Strength of High-Strength Concrete Beams. MSc Thesis, Taxila University, 2003.
[5] DBN B.2.6 -98 : 2009 Concrete and reinforced concrete construction. Minbudrehion Ukraine , Kyiv, 2011.
[6] DSTU B.V.2.6-156 : 2010 Concrete and reinforced concrete construction with heavy concrete. Minbudrehion Ukraine , Kyiv, 2011.
[7] EN 1992-1-1:2004 (E) Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules for buildings. Brussels, GEN, 2004.
[8] Loo Y.C., Chowdhury S.H. Reinforced and prestressed concrete. Analysis and design with emphasis on the application of AS 3600-2009. Cambridge university press, USA, 2010.
[9] SNIP 2.03.01-84 * Concrete and concrete structures. NIIZHB State Building USSR, Moscow, 1986.

NOŚNOŚĆ NA ŚCINANIE BELEK ŻELBETOWYCH BEZ ZBROJENIA NA ŚCINANIE

S t r e s z c z e n i e

W artykule zaprezentowano wyniki badań doświadczalnych nośności na ścinanie żelbetowych (RC) belek. Badania zostały przeprowadzone według ulepszonej metodologii, weryfikując wyniki każdej belki dwukrotnie. Wszystkie badania przeprowadzono przy uwzględnieniu różnych zakresów strefy ścinanej w stosunku do efektywnej wysokości przekroju. W ten sposób określono wpływ pozycji przyłożenia siły nośność belek żelbetowych bez zbrojenia poprzecznego. Wyniki badań wykazały wzrost nośności o 8-10 % gdy stosunek zakresu strefy ścinanej do wysokości efektywnej d/a maleje z 2 do 1,5 i 18-20 % gdy stosunek ten był d/a = 1. Przeprowadzone obliczenia nośności na ścinanie według obowiązujących norm z różnych krajów pokazał małą zgodność z wynikami badań, co negatywnie wpływa na ekonomiczne projektowanie elementów. Zaproponowano i sprawdzono eksperymentalnie metodę obliczania nośności żelbetowych belek bez zbrojenia na ścinanie uwzględniającą miejsce przyłożenia obciążenia. Czynnik ten nie jest brany pod uwagę w aktualnych ukraińskich normach projektowych konstrukcji żelbetowych. Różnice między wynikami obliczeń teoretycznych według proponowanego wzoru empirycznego a wynikami badań doświadczalnymi wynosi 10%, co potwierdza wystarczającą dokładność i przydatność do przyszłego użycia.

Słowa kluczowe: współczynnik zasięgu strefy ścinanej do wysokości efektywnej przekroju, obliczanie ścinania

Przesłano do redakcji:26.05.2015
Przyjęto do druku:10.01.2016

DOI: 10.7862/rb.2015.209

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (4/15), październik-grudzień 2015, s. 459-467

Silvia VILCEKOVA[1]
Eva KRIDLOVA BURDOVA[2]

RATING OF INDOOR ENVIRONMENTAL QUALITY IN SYSTEMS OF SUSTAINABILITY ASSESSMENT OF BUILDINGS

Indoor environmental quality (IEQ) has an important impact on health and well-being of building users. In order to maintain an acceptable IEQ, policies, strategies and guidelines on achieving the required IEQ have been developed. Control and evaluation of indoor air factors is needed for ensuring the sufficient air quality. Impact of emmisions from building materials, furnishings and HVAC systems to indoor air quality should be included in the assessment of indoor environmental quality. In many systems for sustainability assessment of buildings is put a great emphasis on indoor environmental quality. This paper provides an overview of sustainability assessment systems for rating of indoor environmental quality. The criteria included in LEED, BREEAM and other well known systems for assessment of indoor environmental quality are presented. Building environmental assessment system (BEAS) developed for application in Slovakia is also introduced. Worldwide used rating systems were based on the development of BEAS. This is multi-criteria system contained six main fields such as site selection and project planning; building construction; indoor environment; energy performance; water and waste management. System consist from 53 indicators of assessment.

Keywords: Indoor environment, sustainability assessment of buildings, BEAS

1. Introduction

According to study [1], the concentration of indoor air pollutants varies significantly in different environmental conditions. During recent years several studies have been performed targeting towards the assessment of indoor air quality in selected places. Increasing rate of industrialization and urbanization, especially in developing countries, has led to increase of air pollution levels as well as increased concern about air pollution impact on human health [2].

[1] Author for correspondence: Silvia Vilcekova, Vysokoskolska 4, 042 00 Kosice, Slovakia, +421556024260, silvia.vilcekova@tuke.sk

[2] Eva Kridlova Burdova, Vysokoskolska 4, 042 00 Kosice, Slovakia, +42155 6024125, eva.kridlova.burdova@tuke.sk.

Indoor air quality (IAQ) is one of the major contributors to disease burden in the world [3, 4]. Those members of the population who are more susceptible to the effects of poor air quality, the elderly, the very young and those of ill health, will spend a greater amount of time indoors [5] probably in the home, than an average member of the population. It is therefore important to determine whether the quality of air inside a home is affected by changes in outdoor concentrations and to determine the sources of pollutants within the domestic environment [6]. Well-being is an important aspect determining the quality of life of an occupant. In late 1980s and during the 1990s, the WHO concept of health, became significant for identifying the concept of a "healthy building" in terms of building performances (i.e. indoor air quality, thermal comfort, lighting and acoustics) [7]. Indoor environment is a significant field in building environmental assessment system (BEAS) developed in Slovakia in the last few years. The main fields and indicators of BEAS are based on the analysis of worldwide used sustainable assessment systems and methods such as LEED, BREEAM, SBTool, and DGNB and so on. These sustainable building rating tools emphasize the importance of paying attention to indoor environmental quality throughout the design, construction as well as operation of buildings. Monitoring and evaluation of indoor air pollutants occurred is important for proposal of indicators in the field of indoor environment. Evaluation of indoor environmental quality generally includes physical parameters, chemical compounds and biological pollutants. Analysis of occurrence of selected pollutants in residential buildings was used for proposal of indoor environmental indicators. The percentage weights of indicators were determined depending up the level of indoor pollutants occurrence as well as the extent to which exceeded the permissible values.

This paper provides an overview of sustainability assessment systems for rating of indoor environmental quality. The criteria included in BREEAM, LEED and other well-known systems for assessment of indoor environmental quality are presented. Building environmental assessment system (BEAS) developed for application in Slovakia is also introduced.

2. Systems for assessment of indoor environmental quality

Building environmental assessment systems aim at considering the three aspects of sustainability of buildings: environmental issues such as greenhouse gas emission and energy consumption, economic aspects such as investment and equity and social requirements such as accessibility and quality of spaces [8]. The main goals of sustainable design is to reduce depletion of critical resources like energy, water, and raw materials; prevent environmental degradation caused by facilities and infrastructure throughout their life cycle; and create built environments that are safe and productive [9]. Methods and systems for integrated evaluation of buildings are used for the purpose of pre-design,

design, construction, operation, maintenance and end of life of sustainable buildings [10].

The first of such tools was in 1990 the Building Research Establishment Environmental Assessment Method (BREEAM) [11]. After that, other methodologies, such as the Comprehensive Assessment System for Building Environmental Efficiency (CASBEE) from Japan, the Building and Environmental Performance Assessment Criteria (BEPAC) from Canada, the Building Environmental Assessment Method (HK-BEAM) from Hong Kong, the Green Building Rating System (SABA) from Jordan, the Estidama from Emirate, the Sustainable Building Assessment Tool (SBAT) from South Africa and Deutsche the Gesellschaft für Nachhaltiges Bauen (DGNB) from Germany.

2.1. BREEAM

Building Research Establishment's Environmental Assessment Method (BREEAM) designated as the building environmental assessment method of choice at that time was developed in the United Kingdom in 1990. Health and wellbeing is a concept that has not been adequately addressed by BREEAM, which is mainly predominated by the requirements for energy conservation and air-tightness of buildings. This is especially true for the assessment of IAQ and thermal comfort issues, which are largely missing in BREEAM and the Code for Sustainable Homes of UK. Health and wellbeing is recognised as an important mark of quality in the Code for Sustainable Homes. The objective is that homes built according to the Code should provide a more pleasant and healthy place to live. As people spend about 90% of their time indoors their exposure to indoor air pollutants and IAQ should be a particular important issue

for assessment and as design criteria. Also pollutants such as formaldehyde and volatile organic compounds (VOCs) released in the homes can have an adverse impact on people's health. Buildings satisfying the requirements of BREEAM for air-tightness would potentially enhance the indoor concentrations of pollutants as well as the risk of proliferation of moulds in these buildings [14]. In the table 1 is shown main field in system BREEAM related to environmental quality of buildings [12, 13].

Table 1. Health & Wellbeing in system BREEAM

Tabela 1. Zdrowie i Dobre Samopoczucie w systemie BREEAM

Environmental sections	**Assessment issues**	**Weighting**
Health & Wellbeing	Visual comfort	15%
	Indoor air quality	
	Thermal comfort	
	Water quality	

2.2 LEED

LEED (Leadership in Energy and Environmental Design) was developed and piloted in the U.S. in 1998 as a consensus-based building rating system. The development of LEED has been through the U.S. Green Building Council member committees. LEED is a third-party certification programme and the nationally accepted benchmark for the design, construction and operation of high performance green buildings. LEED promotes a whole-building approach to sustainability by recognizing performance in five key areas of human and environmental health, namely: sustainable site development, water savings, energy efficiency, materials selection and indoor environmental quality. LEED has a greater emphasis in the assessment of low emission materials used, indoor environmental quality (IEQ) and building management (before and after construction) including the maintenance of mechanical ventilation and HVAC system [14]. In Table 2 the checklist of IEA for the LEED 2009 system for new construction and major renovations project is shown [12, 15].

Table 2. IEQ in system LEED 2009 for new construction and major renovations project

Tabela 2. IEQ w systemie LEED 2009 dla projektów nowych konstrukcji i remontów generalnych

Indoor Environmental Quality		**15 Possible Points**
Prerequisite 1	Minimum Indoor Air Quality Performance	Required
Prerequisite 2	Environmental Tobacco Smoke (ETS) Control	Required
Credit 1	Outdoor Air Delivery Monitoring	1
Credit 4.1	Low-Emitting Materials—Adhesives and Sealants	1
Credit 4.2	Low-Emitting Materials—Paints and Coatings	1
Credit 4.3	Low-Emitting Materials—Flooring Systems	1
Credit 4.4	Low-Emitting Materials—Composite Wood and Agrifiber Products	1
Credit 5	Indoor Chemical and Pollutant Source Control	1
Credit 6.1	Controllability of Systems—Lighting	1
Credit 6.2	Controllability of Systems—Thermal Comfort	1
Credit 7.1	Thermal Comfort—Design	1
Credit 7.2	Thermal Comfort—Verification	1
Credit 8.1	Daylight and Views—Daylight	1
Credit 8.2	Daylight and Views—Views	1

2.3 BEAS

In recent years the evaluation of building performance in terms of environmental, social and economic aspects has become a topic of discussion in the Slovak Republic, as well. The new building environmental assessment system (BEAS) has been developed at the Institute of Environmental Engineering, Technical University of Košice. The systems and tools used in many countries have been the foundation of the new system development applicable under Slovak conditions. The main fields and relevant indicators of BEAS have been proposed on the basis of available information analysis from particular fields of the building performance in Slovakia and also according to our own experimental experience. The manner and form of indicators evaluation is proposed according to the SBTool. The proposal of the main fields results from the quality of the outdoor and indoor environment, nature and landscape conservation, exploitation of natural resources and so on. Building construction is subject to environmental deterioration, hence the proposal of site selection and project planning field is valid in BEAS. In Slovakia, buildings are characterized by high energy consumption therefore their energy performance is also an important field of assessment. Selection of building materials and structures is very important in term of embodied energy and emissions of pollutants. The reasons for the proposal of these and other fields such as indoor environment, water and waste management are shown in the next sections. BEAS as a multi-criteria system includes environmental, social and cultural aspects. The proposed fields and indicators respect and adhere to Slovak standards, rules, studies and experiments. In this study, the presented system has been developed for the preliminary stages of the life cycle, i.e. pre-design and design. The developed assessment system for Slovakia contains 6 main fields and 52 indicators [12]. In the table is shown field Indoor environment in system BEAS.

Table 3. Indoor environment in system BEAS

Tabela 3. Środowisko wewnętrzne w systemie BEAS

C	**Indoor environment**	**23.53%**
C1	Thermal comfort	16.4
C2	Humidity	5.5
C3	Acoustic	12.7
C4	Daylighting	12.7
C5	TVOC	16.4
C6	Indoor air quality	5.5
C7	Radon	9.1
C8	NOx	5.5
C9	PM10	14.5
C10	Microbe	1.8

3. Discussion

Building environmental assessment is used to specify, predict and measure environmental performance in buildings, which can highlight long term operational benefits, provide a valuable marketing tool for the construction industry to increase demand for quality and promote corporate and public sector sustainability [16]. There are numerous mainly voluntary environmental assessment methods currently in use around the world and while methods of assessment vary in accordance with local circumstances and stakeholders' concerns, they do share characteristics and goals that are significant in their similarity [17]. Many countries either have or are in the process of developing domestic assessment methods, which makes the need for international exchange and coordination increasingly relevant [18]. In several studies suggest indoor environmental quality tool [19], evaluation model [20], classification index [21] or scheme [22] for evaluating indoor environmental quality. Study [23] state that most of the buildings the sustainability assessment system does not include a good social and economic sustainability principles, even though they have different accents, but tend towards resources and environmental criteria and at the same time to dominate the socioeconomic problems and weighting credits and in the final assessment have also ambiguities and shortcomings. This paper provides an overview of sustainability assessment systems for rating of indoor environmental quality by introduction an approach environmental assessment of building. Study [24] showed that there is still no single best tool for assessing sustainability. In the figure 1 is shown significant weights in percentage of main field in system used over the world related to indoor environmental quality.

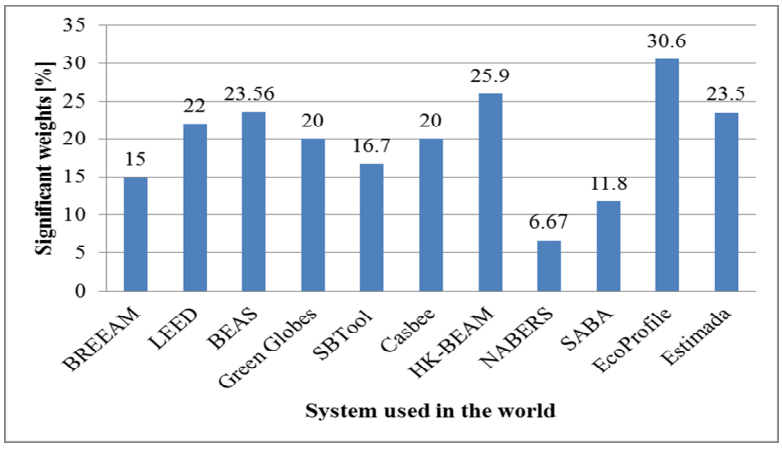


Fig. 1. Significant weights in percentage of main field in system used over the world related to IEQ

Rys. 1. Znaczące wagi działów w głównym zakresie w systemie używanym na całym świecie odnośnie do IEQ

4. Conclusions

The building environmental assessment of green buildings is now a much valued sustainable development tools for evaluation of buildings for their environmental credential, for social, economic and environmental factors in many countries. Buildings should be a safe haven for people's living and therefore the ''Health and Wellbeing'' issues should be very important factors for any development of sustainable buildings [14]. This study provides an overview of sustainability assessment systems for rating of indoor environmental quality. The percentage weights of IEQ in presented systems vary from 6.67% to 30.6%, the lowest significant weight of 6.67% is for SABA and the highest of 30.6 % is for EcoProfile.

Acknowledgement

This study was supported by the Grant Agency of Slovak Republic (1/0405/13).

Bibliography

[1] Assimakopoulos, M.N. et al.: Indoor air quality in a metropolitan area metro using fuzzy logic assessment system. Science of the Total Environment, vol. 449, 2013, pp. 461–469,

[2] Sowlat et al.: A novel, fuzzy-based air quality index (FAQI) for air quality assessment. Atmospheric Environment, vol. 45, 2011, pp. 2050-2059,

[3] Lopez, A., Mathers, C., Ezzati, M., Jamison, D., Murray, C., 2006. Global Burden of Disease and Risk Factors. Oxford University Press and The World Bank, Washington DC 20433. 506. http://www.ncbi.nlm.nih.gov/books/ [access: 30 April 2015].

[4] Burgos S, Ruiz,P. & Koifman, R.: Changes to indoor air quality as a result of relocating families from slums to public housing. Atmospheric Environment, vol. 70, 2013, pp. 179-185,

[5] Byrne, M., 1998. Aerosol exposed. Chemistry in Britain. August

[6] Jone N.C., Thornton C.A., Mark D., & Harrison R.M.: Indoor/outdoor relationships of particulate matter in domestic homes with roadside, urban and rural locations. Atmospheric Environment, vol. 34, 2006, pp. 2603-2612,

[7] Bluyssen, P.M. (2013). Understanding the indoor environment. Inaugural speech. http://www.google.sk/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=2&ved=0CDoQFjAB&url=http%3A%2F%2Frepository.tudelft.nl%2Fassets%2Fuuid%3A93a2f03b-0fad-427a-b738-cfddb714aa07%2F295730.pdf&ei=2j3yUvGpNoOuygPn-4LAAQ&usg=AFQjCNGRAJY1Mk1j9ZdCFQK8h17QfJd5oQ&sig2=LzyxdB7Xg_AbOLevzaWQvA&bvm=bv.60799247,d.bGQ. [access: 30 April 2015].

[8] Berardi U.: Sustainability assessment in the Construction Setctor: Rating System and Rated Buildings. Sustainable Development, 2011;

[9] Sustainable by the WBDG Sustainable Committee. Available on internet: http://www.wbdg.org/design/sustainable.php [access: 30 April 2015].

[10] Vierra S. Green Building Standards and Certification systems. [online], Available on internet: http://www.wbdg.org/resources/gbs.php [access: 30 April 2015].

[11] Kridlova Burdova E, Vilcekova S.: Energy performance indicators developing. Energy Procedia, vol. 14, pp. 1175-1180,

[12] Kridlova Burdova E., Vilcekova S.: Building environmental assessment system in Slovakia. Saarbrücken: LAP LAMBERT Academic Publishing, 2013, 114 p.

[13] BREEAM. Code for Sustainable Homes. Technical Guide. Department for Communities and Local Government. April 2008. www.communities.gov.uk [access: 30 April 2015].

[14] Chuck W. F., Yua Jeong Tai Kim: Building Environmental Assessment Schemes for Rating of IAQ in Sustainable Buildings. Indoor and Built Environment, vol. 20, issue 1, 2011, pp. 5-15.

[15] LEED 2009 for new construction and major renovations. For public use and display. USGBC Member Approved November 2008 (Updated November 2011), p. 117

[16] Hendrik S.: What impact could building rating tools have in helping to drive more sustainable building practice in Ireland? Thesis for MSc Architecture: AEES, University of East London, 2012;

[17] Hourigan, N.: The Development of a Building Environmental Assessment Method for Ireland. MArchSc thesis in the School of Architecture, Landscape and Civil Engineering, University College Dublin. Available in UCD Architectural Library, 2009,

[18] Mateus, R., Bragança, L.: Sustainability assessment and rating of buildings: Developing the methodology SBTool PT-H. Building and Environment, vol. 46, 2011, pp. 1962-1971;

[19] Ncube M., Riffat S.: Developing an indoor environment quality tool for assessment of mechanically ventilated office buildings in the UK - A preliminary study. Building and Environment, vol. 53, 2012, pp. 26-33,

[20] Lai A.C.K., Mui K.W., Wong L.T., Law, L.Y.: An evaluation model for indoor environmental quality (IEQ) acceptance in residential buildings. Energy and Buildings, vol. 41, 2009, pp. 930-936,

[21] Marino C, Nucara A., Pietrafesa, M.: Proposal of comfort classification indexes suitable for both single environments and whole buildings. Building and Environment, vol. 57, 2012, pp. 58-67,

[22] Heinzerling D. Schiavon S., Webster T., Arens E.: Indoor environmental quality assessment models: A literature review and a proposed weighting and classification scheme. Building and Environment, vol. 70, 2013, pp. 210-222,

[23] Raslanas S., Stasiukynas A., Jurgelaitytė, E.: Sustainability Assessment Studies of Recreational Buildings. Procedia Engineering, vol. 57, 2013, pp. 929 – 937,

[24] Sharifi, A., Murayama, A.: Neighborhood sustainability assessment in action: Cross-evaluation of three assessment systems and their cases from the US, the UK, and Japan. Building and Environment, vol. 72, 2014, pp. 243-258,

OCENA JAKOŚCI ŚRODOWISKA WEWNĄTRZ BUDYNKÓW W SYSTEMACH OCENY ŚRODOWISKOWEJ BUDYNKÓW

S t r e s z c z e n i e

Jakość środowiska wnętrza budynku (IEQ) ma duży wpływ na zdrowie i dobre samopoczucie użytkowników. W celu utrzymania akceptowalnego stanu IEQ, zostały przedstawione strategie, polityki, i wytyczne co do osiągania wymaganego IEQ. Wykazano potrzebę kontrola i oceny czynników lotniczych wewnątrz budynku dla zapewniania wystarczającej jakości powietrza. Przy oszacowaniu jakości środowiska wnętrza budynku, przy określaniu stopnia czystości powietrza, powinny być wzięte pod uwagę również wpływy emisji materiałów budowlanych, wyposażenia i systemów HVAC. W wielu systemach przykłada się duży nacisk na oszacowanie jakość środowiska wewnętrznego na trwałości budynków. W artykule przedstawiono przegląd systemów oceny trwałości oszacowania jakości środowiska wnętrza budynku. Zaprezentowano kryteria zamieszczone w LEED, BREEAM i innych dobrze znanych systemach określających jakość środowiska wnętrza. Zaprezentowano również system oceny środowiska w budynkach (BEAS) przygotowany do zastosowania na Słowacji. Systemy oceny, używane na świecie są oparte o podobne systemy BEAS. Są to wielokryterialne systemy obejmujące sześć głównych obszarów takich jak wybór miejsca i projektu; konstrukcję budynku; środowisko wewnętrzne; wydajność energetyczną; zarządzanie wodą i odpadami. System ten składa się z oceny 53 wskaźników.

Słowa kluczowe: środowisko wewnątrz budynku, ocena trwałości budynków, BEAS

Przesłano do redakcji:30.05.2015
Przyjęto do druku:10.01.2016

DOI: 10.7862/rb.2015.210

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (4/15), październik-grudzień 2015, s. 469-492

Agnieszka WIATER[1]
Mateusz RAJCHEL[2]
Tomasz SIWOWSKI[3]

BADANIA PŁYT POMOSTU Z BETONU LEKKIEGO ZBROJONYCH PRĘTAMI KOMPOZYTOWYMI GFRP

Płyty betonowe w obiektach mostowych mają najmniejszą trwałość spośród wszystkich ich elementów. Jednym ze sposobów zwiększenia ich trwałości jest zastosowanie do ich zbrojenia są prętów kompozytowych, które charakteryzują się wysoką odpornością na korozję, a także wysoką wytrzymałością i małym ciężarem własnym. Badania prowadzone od kilku lat w Kanadzie, USA oraz Japonii zarówno w warunkach laboratoryjnych jak również w rzeczywistych warunkach eksploatacji mostów wykazały, że betonowe płyty pomostu zbrojone prętami kompozytowymi zachowują się bardzo dobrze pod obciążeniem i mają zdecydowanie większą trwałość. Celem pracy jest przedstawienie własnych badań statycznych i zmęczeniowych betonowych płyt pomostu zbrojonych prętami kompozytowymi, sprawdzenie ich nośności oraz trwałości zmęczeniowej. W celu uzyskania korzystnej redukcji ciężaru własnego płyt zastosowano konstrukcyjny beton lekki. Uzyskane wyniki porównano z obliczeniami normowymi. Wykazano, że płyty pomostowe z betonu lekkiego, zbrojone prętami kompozytowymi są pełnowartościową alternatywą dla konwencjonalnych płyt pomostowych.

Słowa kluczowe: płyta pomostu, pręty kompozytowe, beton lekki, badania wytrzymałościowe, badania zmęczeniowe

1. Wprowadzenie

Korozja stalowych prętów zbrojeniowych jest istotnym czynnikiem ograniczający długość życia konstrukcji betonowych, w szczególności mostów. W drogowych obiektach mostach zjawisko korozji prętów zbrojeniowych jest

[1] Autor do korespondencji: Agnieszka Wiater, Politechnika Rzeszowska, Zakład Dróg i Mostów, ul. Poznańska 2, 35-049 Rzeszów, tel. (17) 86 51 596, wiater@prz.edu.pl

[2] Mateusz Rajchel, Politechnika Rzeszowska, Zakład Dróg i Mostów, ul. Poznańska 2, 35-049 Rzeszów, tel. (17) 86 51 596, mrajchel@prz.edu.pl.

[3] Tomasz Siwowski, Politechnika Rzeszowska, Zakład Dróg i Mostów, ul. Poznańska 2, 35-049 Rzeszów, tel. (17) 86 51 596, siwowski@prz.edu.pl.

szczególnie nasilone przez działanie soli stosowanej do odladzania nawierzchni mostowych [21]. Rozległa korozja stali zbrojeniowej powoduje pękanie oraz ubytki w betonowych płytach pomostowych, co prowadzi do kosztownych remontów, powodujących poważne zakłócenia w ruchu drogowym [4]. Jednym ze sposobów rozwiązania tego problemu jest stosowanie prętów zbrojeniowych z materiałów niemetalicznych [[4], [9], [21]]. Niemetaliczne zbrojenie w postaci prętów kompozytowych GFRP (ang. *glass fiber reinforded polymers*) w betonowych płytach pomostowych może znacznie wydłużyć trwałość, zmniejszyć koszty utrzymania i poprawić efektywność kosztów w cyklu życia obiektu mostowego. Ponadto użycie prętów zbrojeniowych GFRP może również zmniejszyć koszt budowy obiektu, eliminując potrzebę stosowania izolacji mostowych na płycie pomostu [4]. Pręty kompozytowe GFRP stanowią alternatywę dla tradycyjnych prętów zbrojeniowych, które zostały z powodzeniem zastosowane w Kanadzie, USA oraz Japonii w kilku obiektach mostowych [[4], [9], [11], [14], [21], [22]].

Innym zagadnieniem, które jest również przedmiotem licznych badań jest wdrożenie do budownictwa mostowego wysokowartościowych betonów lekkich HPLC [10]. Ich zastosowanie pozwala na blisko 30% redukcję ciężaru własnego, co ma bardzo duże znaczenie np. w przypadku modernizacji istniejących mostów. Dotychczas główną barierą w szerszym stosowaniu betonu lekkiego w płytach pomostowych była jego stosunkowo wysoka nasiąkliwość, co w przypadku zbrojenia stalowego zwiększało prawdopodobieństwo jego korozji i w konsekwencji destrukcji pomostu. Jednakże połączenie wysokowartościowego betonu lekkiego i prętów kompozytowych wyklucza to zagrożenie, oferując synergię zalet obu materiałów, prowadzącą do lżejszych, trwałych i tańszych w utrzymaniu mostów.

Od kilkunastu lat prowadzone są badania płyt z betonu zwykłego zbrojonego prętami kompozytowymi. Ich wyniki wykazują wysokość trwałość i bardzo dobre parametry eksploatacyjne płyt betonowych zbrojonych prętami kompozytowymi [4], [5], [8], [10]. Jednym z częściej badanych problemów jest nośność płyt na ścinanie [1] [24]. Niewiele jest jednak prac dotyczących badań płyt pomostu z betonu lekkiego zbrojonego prętami kompozytowymi. Badania nośności na ścinanie paneli pomostowych wykonanych z betonu lekkiego zbrojonego prętami GFRP opisano w pracach [12],[15]. Wyniki porównano z danymi, uzyskanymi dla analogicznych paneli z betonu zwykłego. Wykazano, że panele z betonu lekkiego zachowują się podobnie pod obciążeniem, lecz mają mniejszą sztywność i nośność na ścinanie w odniesieniu do paneli z betonu zwykłego.

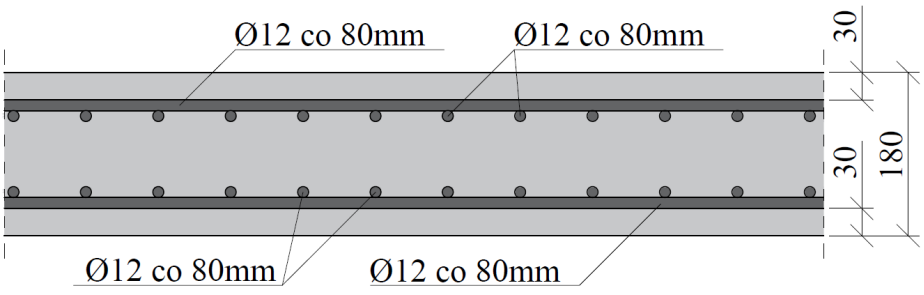
W pracy [3] opisano badania płyt z betonu lekkiego zbrojonego prętami BFRP (pręty z włókien bazaltowych) w układzie swobodnie podpartym i ciągłym, których celem była ocena zgodności parametrów opisujących zachowanie się płyt pod obciążeniem z wielkościami obliczonymi według wytycznych [2]. Wykazano dość duże rozbieżności wskazując konieczność kontynuacji badań

w szczególności w zakresie nośności na ścinanie. Badania potwierdzające wysoką trwałość zmęczeniową betonowych płyt pomostu zbrojonych prętami GFRP opisano w pracach [6], [7], [25]. Dotyczyły one płyt z betonu zwykłego.

W pracy przedstawiono badania statyczne i zmęczeniowe, których przedmiotem była płyta pomostu z konstrukcyjnego betonu lekkiego klasy LC 35/38 zbrojona gładkimi prętami kompozytowymi GFRP o średnicy 12 mm. Celem badań było określenie nośności i trwałości zmęczeniowej płyt oraz porównanie wyników badań z wynikami obliczeń, przeprowadzanych zgodnie z wytycznymi ACI 440.1R-06 [2]. Procedura obliczeniowa tej normy została poddana szerszej analizie w pracy [23]. Podczas badań modeli płyt pomostu pod obciążeniem statycznym mierzono wartości przemieszczeń pionowych, odkształceń betonu, oceniano morfologię i szerokości rozwartości rys. Wyznaczono maksymalne wartości obciążenia (tzw. nośności graniczne) oraz opisano towarzyszące im postacie zniszczenia. Badania zmęczeniowe pozwoliły na oszacowanie trwałości zmęczeniowej płyt. W wyniku przeprowadzonych badań wykazano, że płyty pomostowe z betonu lekkiego, zbrojone prętami kompozytowymi mogą być pełnowartościową alternatywą dla konwencjonalnych płyt pomostowych.

2. Modele badawcze płyt pomostowych

Badania przeprowadzono na trzech pełnowymiarowych modelach płyt pomostowych o wymiarach 1,90 × 5,14 m i grubości 0,18 m (M1, M2, M3). Modele badawcze zostały wykonane z betonu lekkiego klasy LC 35/38 o gęstości 1970 kg/m^3, zbrojonego dwiema siatkami prętów kompozytowych GFRP o średnicy 12 mm w rozstawie 8 cm (rys. 1). Pręty kompozytowe były produktem firmy Mostostal Warszawa S.A. i zostały wytworzone w procesie pultruzji. W celu zwiększenia ich przyczepności do betonu producent zastosował posypkę piaskiem kwarcowym 0,4/0,8. Otulina zbrojenia dolnego i górnego wynosiła 30 mm.



Rys. 1. Schemat zbrojenia płyt pomostu (przekrój poprzeczny)

Fig. 1. The scheme of slabs reinforcement (transverse section)

W celu ustalenia właściwości mechanicznych prętów kompozytowych GFRP, zostały przeprowadzone badania na rozciąganie pięciu próbek. Wyniki przeprowadzonych prób rozciągania przedstawiono w tabeli 1. Na podstawie wyników badań określono parametry wytrzymałościowe zbrojenia kompozytowego zgodnie z wytycznymi [2]: wytrzymałość prętów na rozciąganie oraz graniczne odkształcenia jako wartość średnia wyników badań pomniejszone o trzykrotną wartość odchylenia standardowego wyników, natomiast moduł sprężystości jako wartość średnia wyników badań. Uzyskane w ten sposób podstawowe właściwości mechaniczne zastosowanych prętów kompozytowych wyniosły:

- gwarantowana wytrzymałość na rozciąganie: 809,1 MPa;
- moduł Younga: 57,8 GPa,
- odkształcenie graniczne: 1,35 %.

Tabela 1. Wyniki badań prętów GFRP na rozciąganie

Table 1. Tensile test results on GFRP bars

Symbol próbki	**Siła niszcząca [kN]**	**Wytrzymałość próbek na rozciąganie [MPa]**	**Moduł Younga [GPa]**	**Wydłużenie przy zerwaniu [%]**
P1	114,95	995	55,6	1,68
P2	105,87	923	57,0	1,82
P3	120,70	1038	55,7	2,19
P4	117,17	1022	58,9	1,94
P5	121,63	1116	62,0	1,98
Wartość średnia	116,06	1018,8	57,8	1,92
Odchylenie standardowe	6,30	69,9	2,7	0,19

Eksperymentalnie ustalono również wytrzymałość betonu lekkiego na ściskanie. Do tego celu z modelu badawczego M3 po przeprowadzeniu badań wytrzymałościowych pobrano cztery odwierty rdzeniowe o średnicy 100 mm i wysokości 180 mm (rys. 2). Zgodnie z normą [17] badanie próbek o nominalnej średnicy nie mniejszej niż 100 mm i nie większej niż 150 mm oraz wysokości równej dwukrotnej średnicy, daje wartość wytrzymałości która odpowiada wytrzymałości próbki walcowej o wymiarach 150 mm na 300 mm.

Na podstawie przeprowadzonego badania wytrzymałości betonu na ściskanie określono średnią wytrzymałość czterech próbek na ściskanie, która wyniosła 32,75 MPa (tabela 2).



Rys. 2. Pobieranie próbek z modelu (po lewej) oraz próbki pobrane do badań (po prawej)
Fig. 2. Taking samples from M3 slab model (left) and the samples for testing (right)

Tabela 2. Wytrzymałość betonu na ściskanie uzyskana na podstawie badań
Table 2. The compressive strength of concrete according to test

Symbol próbki	**Siła niszcząca [kN]**	**Wytrzymałość próbek na ściskanie [MPa]**
A	285,40	33,34
B	280,17	32,73
C	290,74	33,90
D	265,83	31,05
Wartość średnia	280,54	32,76

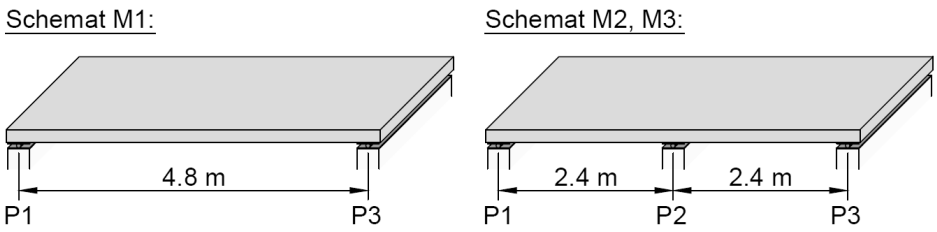
Określona zgodnie z normą [18] charakterystyczna wartość wytrzymałości betonu na ściskanie na próbkach cylindrycznych wynosiła 25,76 MPa. Zgodnie z norma [20] wyznaczono pozostałe parametry betonu z uwzględnieniem gęstości betonu lekkiego:

- charakterystyczna wytrzymałość na ściskanie: 25,76 MPa;
- charakterystyczna wytrzymałość na rozciąganie: 2,46 MPa;
- moduł Younga: 25,94 GPa;
- odkształcenie graniczne: 3,31‰.

3. Badania statyczne płyt

3.1. Metodologia badań statycznych

Badania statyczne przeprowadzono w dwóch schematach statycznych: schemat jednoprzęsłowy o rozpiętości 4,80 m (model M1) oraz schemat dwuprzęsłowy o rozpiętości przęseł 2,40 m (modele M2 i M3) (rys. 3). Rozpiętość w schemacie dwuprzęsłowym dostosowano do średniej wartości rozpiętości betonowych płyt pomostowych w mostach belkowych. Sposób oparcia płyt przedstawiono na rys. 4. Płyty poddane zostały kilkofazowemu obciążeniu statycznemu aż do zniszczenia.



Rys. 3. Schematy badań M1, M2 (M3)

Fig. 3.Test scheme M1, M2 (M3)



Rys. 4. Sposób oparcia płyt: łożysko nieprzesuwne (po lewej) i przesuwne (po prawej)

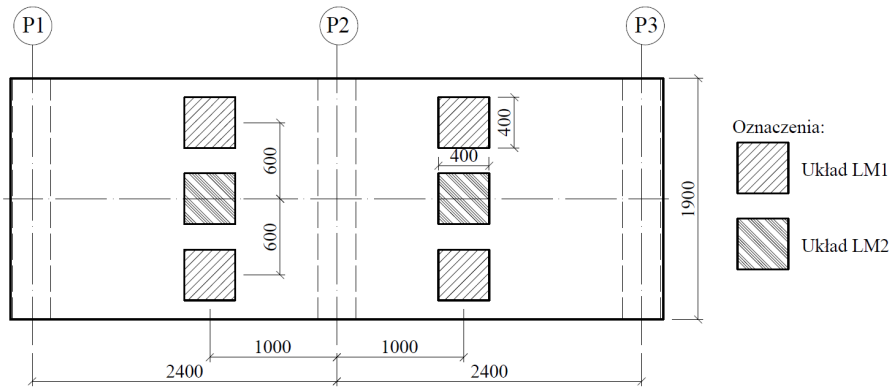
Fig. 4. Slab supports: pinned support (left) and roller support (right)

Obciążenie było generowane za pomocą siłownika hydraulicznego. W badaniach statycznych obciążenie zostało rozłożone na powierzchnię badanych płyt za pomocą belki trawersowej oraz podkładek stalowych o wymiarach 0,4 × 0,4 × 0,02 m (rys. 5). Sposób przyłożenia obciążenia symulował dwa modele obciążeniowe LM1 i LM2 płyt pomostowych w obiektach mostowych wg normy [19] (rys. 6).



Rys. 5. Płyta na stanowisku badawczym

Fig. 5. The slab under testing



Rys. 6. Schematy obciążenia LM1 oraz LM2

Fig. 6. Loading schemes LM1 and LM2

W badaniach statycznych zastosowano dwa poziomy obciążenia modeli płyt pomostu: obciążenie charakterystyczne (P_k), wywołujące charakterystyczną wartość momentu zginającego w płycie pod obciążeniem normowym wg [10] oraz obciążenie obliczeniowe (P_d), wywołujące obliczeniową wartość momentu zginającego w modelu. Ostatnim cyklem było obciążenie płyt pomostu aż do zniszczenia. Właściwe obciążenie płyt poprzedzono cyklem wstępnym o wartości 50% obciążenia charakterystycznego (0,5 P_k) w celu ułożenia i dopasowania płyt pomostu na stanowisku badawczym. Etapy obciążania płyt przedstawiono w tabeli 3 i w tabeli 4 odpowiednio dla modeli płyt M1 i M2.

Tabela 3. Etapy oraz wartości obciążenia modelu M1

Table 3. The loading steps of the M1 slab model

Etap	Wartość obciążenia [kN]	Liczba cykli	Układ obciążenia	Wartości obciążenia
1	17,5 (2 × 8,75)	1	LM1	50% charakterystycznego momentu zginającego ($0{,}5\ P_k$)
2	34,9 (2 × 17,45)	3		charakterystyczny moment zginający (P_k)
3	94,5 (2 × 47,25)	3		obliczeniowy moment zginający (P_d)
4	34,2 (2 × 17,10)	3	LM2	charakterystyczny moment zginający (P_k)
5	93,0 (2 × 46,50)	3		obliczeniowy moment zginający (P_d)
6	155,0 (2 × 77,85)	1	LM1	obciążenie przejściowe (kontrolne)
7	200,0 (2 × 100,00)	1		
8	220,0 (2 × 110,00)	1		obciążenie niszczące

Podczas badań mierzono przemieszczenia płyt oraz odkształcenia w betonie. Do pomiaru przemieszczeń pionowych zastosowano czujniki indukcyjne o bazie pomiarowej 100 mm zamontowane na uchwytach elektromagnetycznych. Pomiary przemieszczeń płyty M1 wykonano w 1/2 i 1/4 rozpiętości oraz kontrolnie nad podporami (łącznie 13 czujników przemieszczeń). W przypadku modelu M2 przemieszczenia rejestrowano w środku rozpiętości obu przęseł oraz kontrolnie nad podporami (łącznie 17 czujników przemieszczeń). Do pomiaru odkształceń betonu zastosowano elektrooporowe czujniki tensometryczne. Odkształcenia betonu dla modelu M1 mierzono w środku rozpiętości przęsła (górna i dolna powierzchnia płyty) oraz w miejscach przyłożenia obciążeń (1 m od środka płyty) na dolnej powierzchni płyty (łącznie 12 czujników odkształceń). Dla modelu M2 odkształcenia na górnej powierzchni płyty rejestrowano w przekrojach nad podporą środkową oraz na powierzchni dolnej w przekrojach przyłożenia obciążenia, tj. 1 m od środka płyty/podpory środkowej (łącznie 11 czujników odkształceń). Dodatkowo na każdym z etapów obciążenia rejestrowana była morfologia zarysowania i rozwój zniszczenia płyt.

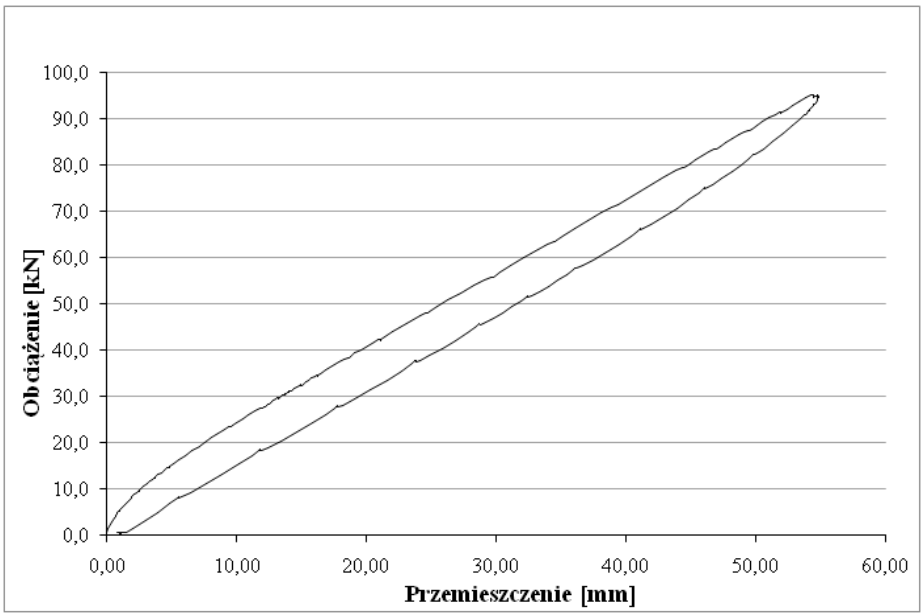
Tabela 4. Etapy oraz wartości obciążenia modelu M2

Table 4. The loading steps of the M2 slab model

Etap	Wartość obciążenia [kN]	Liczba cykli	Układ obciążenia	Wartości obciążenia
1	77,8 (2 × 38,90)	1	LM1	50%, charakterystycznego momentu zginającego ($0,5\ P_k$)
2	155,5 (2 × 77,85)	3		charakterystyczny moment zginający (P_k)
3	324,0 (2 × 162,00)	3		obliczeniowy moment zginający (P_d)
4	300,0 (2 × 150,00)	3	LM2	obliczeniowy moment zginający (P_d)
5	450,0 (2 × 225,00)	1	LM1	obciążenie przejściowe (kontrolne)
6	600,0 (2 × 300,00)	2		
7	810,0 (2 × 405,00)	2		
8	880,0 (2 × 440,00)	1		obciążenie niszczące

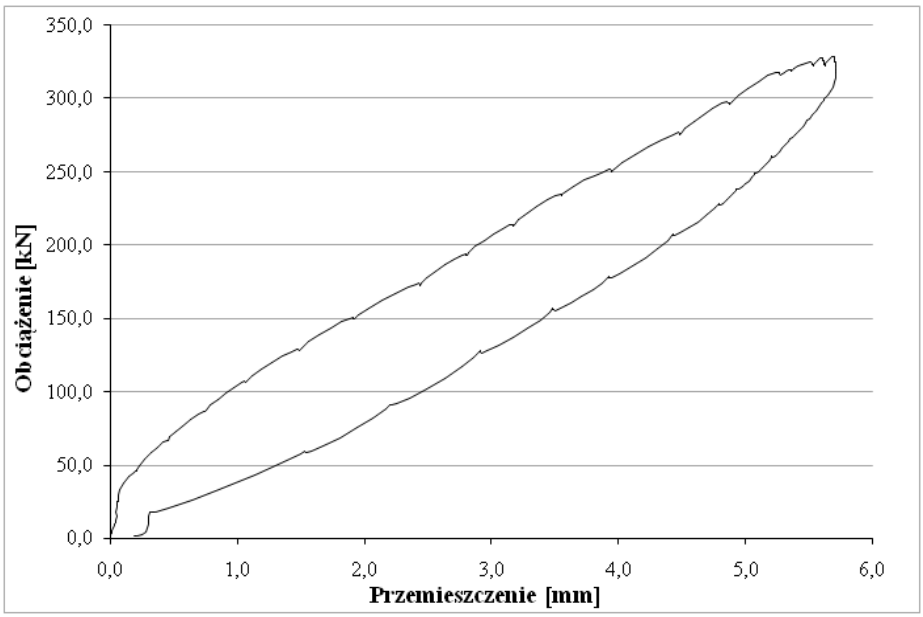
3.2. Główne wyniki badań statycznych

Na rys. 7 i 8 przedstawiono wykresy „obciążenie – przemieszczenie" do poziomu obciążenia obliczeniowego P_d w środku rozpiętości przęseł odpowiednio dla modeli M1 i M2. Wartość obciążenia podana na wykresach jest sumą sił z obu siłowników. Wartości ugięć na długości płyt (w osi podłużnej) dla trzech etapów obciążenia ($0,5P_k$, P_k i P_d) przedstawiają rys. 9 i 10. Wykresy zależności „obciążenie - odkształcenie betonu (rozciąganie)" do poziomu obciążenia charakterystycznego P_k przedstawiono na rys. 11 i 12 odpowiednio dla modeli M1 i M2. Dla modelu M2 wykres przedstawia odkształcenia betonu nad podporą środkową mierzone w środku płyty, natomiast w przypadku płyty M1 przedstawiono odkształcenia betonu w środku rozpiętości przęsła na krawędzi płyty, ze względu na awarie pozostałych czujników odkształceń w tym przekroju. Na rys. 13 i 14 przedstawiono morfologię rozwoju rys dla obu modeli płyt na poziomach obciążenia: $0,5P_k$, P_k i P_d.



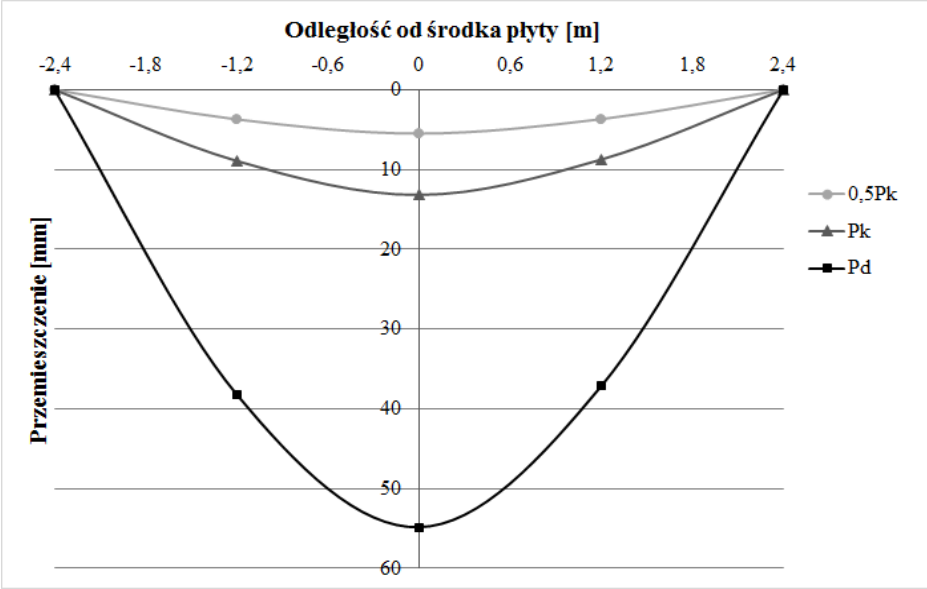
Rys. 7. Przemieszczenie w środku rozpiętości płyty M1 do poziomu obciążenia P_d

Fig. 7. Mid-span displacement for M1slab model to the P_d level



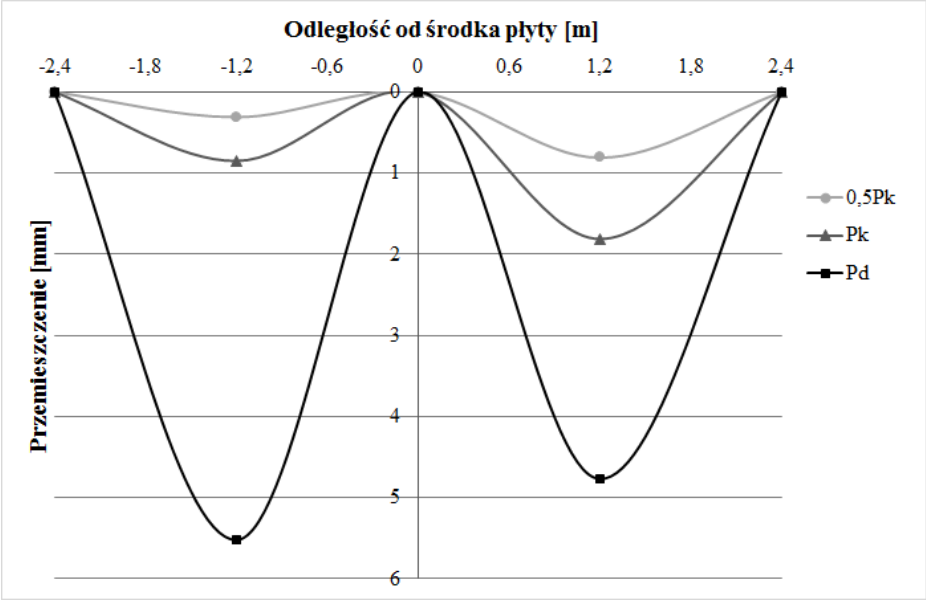
Rys. 8. Przemieszczenia w środku rozpiętości przęsła P2-P3 płyty M2 dla poziomu obciążenia P_d

Fig. 8. Mid-span P2-P3 displacement for M2 slab model to the level P_d



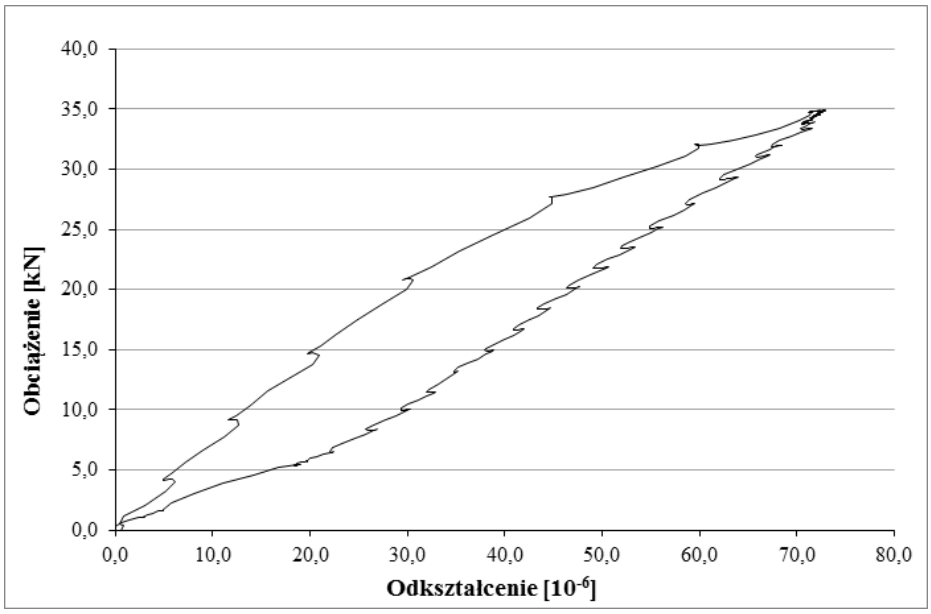
Rys. 9. Porównanie ugięć w środku rozpiętości płyty M1 na trzech poziomach obciążenia

Fig. 9. Comparison of M1 slab model mid-span deflections for three load levels



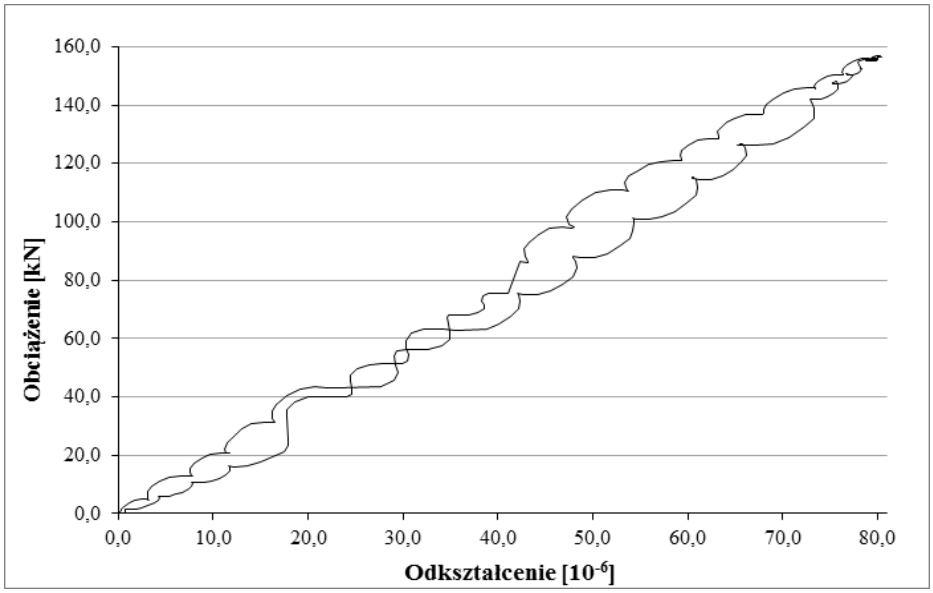
Rys. 10. Porównanie ugięć w środkach rozpiętości przęseł płyty M2 na trzech poziomach obciążenia

Fig. 10. Comparison of M2 slab model mid-span deflections for three load levels



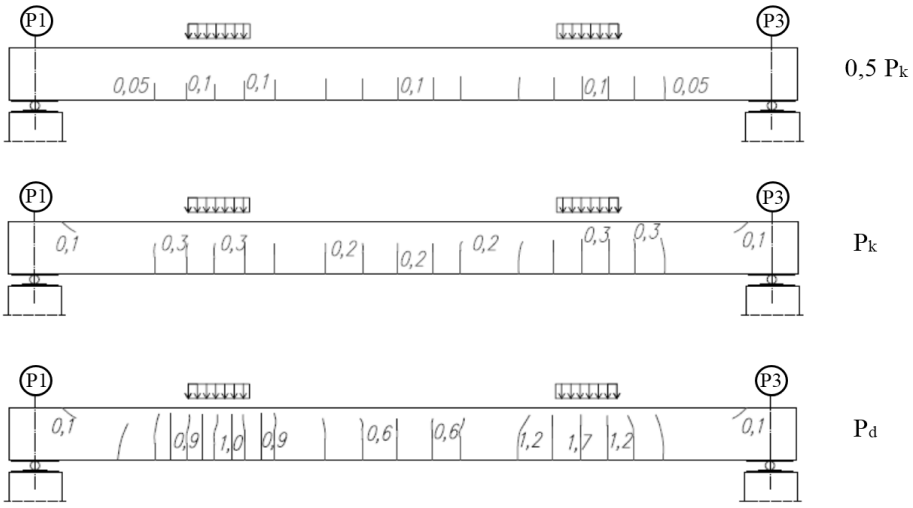
Rys. 11. Odkształcenie betonu (rozciąganie) w środku rozpiętości płyty M1 do poziomu obciążenia P_k

Fig. 11. Mid-span concrete strains (tension) for M1 slab model to the level P_k



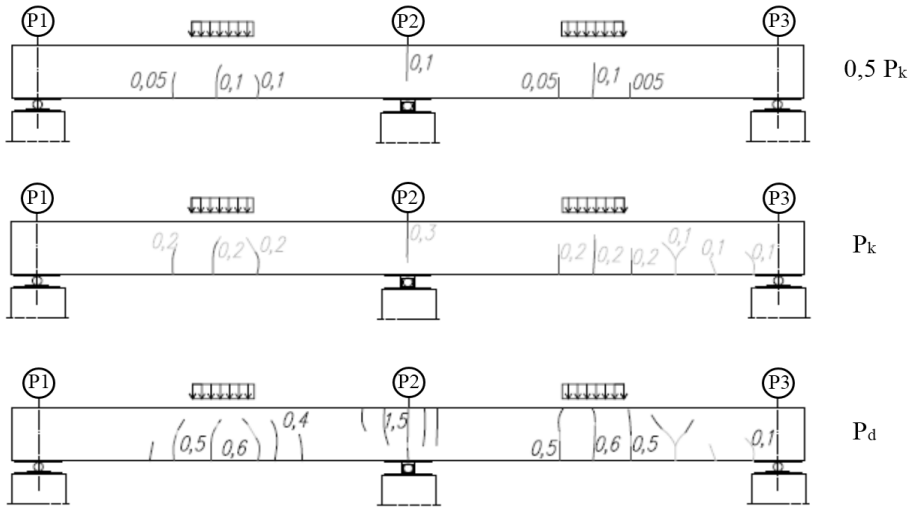
Rys. 12. Odkształcenie betonu (rozciąganie) nad podporą P2 płyty M2 do poziomu obciążenia P_k

Fig. 12. Concrete strains (tension) on support P2 of the M2 slab model to the level P_k



Rys. 13. Morfologia rys dla modelu M1 na trzech poziomach obciążenia

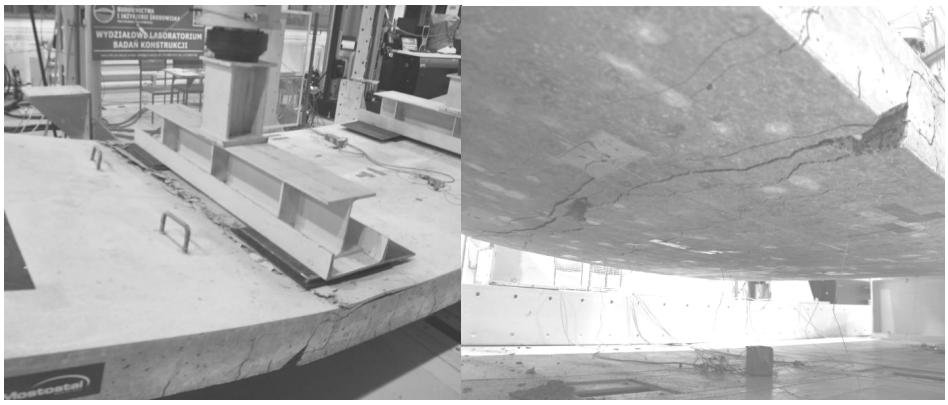
Fig. 13. The crack patterns for M1 slab model for three load levels



Rys. 14. Morfologia rys dla modelu M2 na trzech poziomach obciążenia

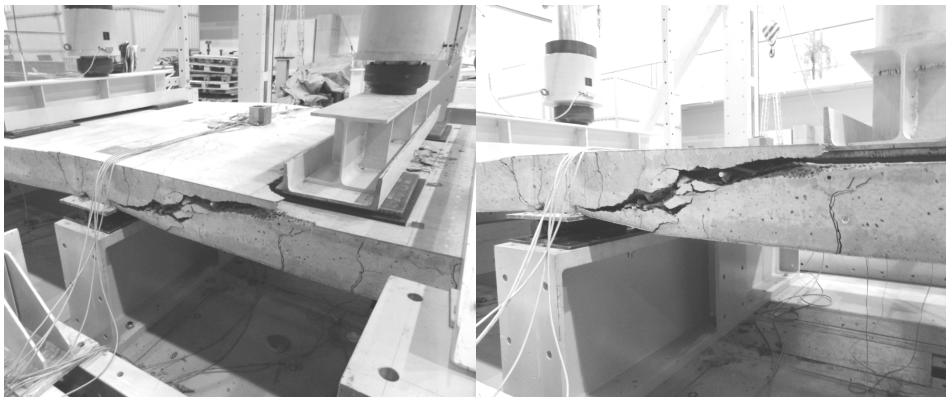
Fig. 14. The crack patterns for M2 slab model for three load levels

Płyta M1 o schemacie jednoprzęsłowym uległa zniszczeniu w wyniku zginania przy sumarycznym obciążeniu z obu siłowników P_{ul}=220 kN (rys. 15). Płyta o schemacie dwuprzęsłowym M2 została zniszczona w wyniku ścinania przy całkowitym obciążeniu P_{ul}=880 kN. Ścięcie betonu nastąpiło w przekroju pod punktem przyłożenia siły i propagowało w kierunku podpory środkowej (rys. 16).



Rys. 15. Zniszczenie płyty M1 w wyniku zginania

Fig. 15. Flexural failure of M1 slab model



Rys. 16. Zniszczenie płyty M2 w wyniku ścięcia betonu

Fig. 16. Shear failure of M2 slab model

3.3. Analiza wyników badań statycznych

Na podstawie uzyskanych wartości obciążenia niszczącego w poszczególnych modelach obciążenia wyznaczono rzeczywiste (eksperymentalne) nośności graniczne. Doświadczalna nośność na zginanie płyty M1 (schemat jednoprzęsłowy) wyniosła 91,0 kNm/m, natomiast nośność na ścinanie płyty M2 wyniosła 148,8 kN/m. W przypadku modelu M2 przy złożeniu sprężystej pracy płyty przy wyznaczeniu sił wewnętrznych, dla obciążenia niszczącego uzyskano nad podporą środkową wartość momentu zginającego wynoszącą 106,2 kNm/m. Pomimo uzyskania większej wartości momentu zginającego niż w przypadku płyty M1 zniszczenie płyty M2 nastąpiło w wyniku ścinania, co wynika z redystrybucji momentu zginającego ze względu

na redukcję sztywności w wyniku zarysowania (w rzeczywistości wartość momentu nad podporą była mniejsza niż wyznaczona przy założeniu sprężystej pracy płyty).

Na podstawie wytycznych [2] wyznaczono wartość nośności nominalnej na zginanie i na ścinanie na 1m szerokości płyty [23]. Porównanie uzyskanych wartości z wynikami badań przedstawiono w tabeli 5.

Tabela 5. Porównanie wyników obliczeń nośności z wynikami badań doświadczalnych

Table 5. Comparison of calculated carrying capacity and experimental data

Rodzaj nośności	**Nośność wg ACI [2]**	**Wyniki badań**	**Porównanie**
	(a)	**(b)**	**(b)/(a)**
Nośność na zginanie [kNm/m]	92,6	91,0 (M1)	0,98
		106,2 (M2)*	1,15
Nośność na ścinanie [kN/m]	55,1	148,8 (M2)*	2,70
* zniszczenie płyty w wyniku ścinania			

Porównując wyniki obliczeń z badaniami doświadczalnymi można stwierdzić bardzo dobrą zgodność między wartościami nośności na zginanie dla modelu M1. Nośność na ścinanie uzyskana na podstawie badania płyty M2 jest ponad dwukrotnie wyższa niż nośność uzyskana na podstawie obliczeń. Problem szacowania nośności na ścinanie elementów betonowych zbrojonych prętami kompozytowymi jest szeroko opisany w literaturze [12], [24]. Przeprowadzone badania wykazały konieczność dalszych prac nad tym zagadnieniem.

Na podstawie wyników badań doświadczalnych wyznaczono globalny zapas bezpieczeństwa w stanach granicznych nośności (SGN), definiowany jako stosunek doświadczalnej nośności na zginanie i ścinanie do projektowanego (docelowego) momentu zginającego w płycie pomostu. Wartości sił wewnętrznych na poszczególnych poziomach obciążenia przedstawiono w tabeli 6. Wartość tak definiowanego współczynnika bezpieczeństwa płyty pomostu wyniosła powyżej 4,0 co daje satysfakcjonujący wynik w aspekcie bezpieczeństwa obiektu mostowego.

Tabela 6. Porównanie charakterystycznego i granicznego (doświadczalnego) momentu zginającego w SGN

Table 6. Comparison of characteristic and ultimate (experimental) bending moments for ULS

Poziom obciążenia	**Schemat M1**	**Schemat M2**	
		Przęsło	**Podpora środkowa**
	M [kNm/m]		
P_k	22,8	12,2	21,2
P_{ul}	91,0	64,0	106,2
P_{ul} / P_k	4,0	5,25	5,0

Analogiczną ocenę płyty pomostu wykonano dla stanu granicznego użytkowalności (SGU). W tym celu porównano wartości maksymalnych ugięć, odkształceń (rozciąganie) i rozwartości rys z przyjętymi wartościami dopuszczalnymi (tabela 7). Za dopuszczalne ugięcie płyt przyjęto warunek $l_t/250$ zgodnie z normą [20]. Za dopuszczalną wartość odkształceń rozciągających w betonie przyjęto wartość odpowiadającą 5% kwantylowi wytrzymałości betonu na rozciąganie. Dopuszczalna wartość rozwartości rys została przyjęta według wytycznych [2] .

Na podstawie porównania wartości doświadczalnych dla poziomu obciążenia P_k z przyjętymi wartościami granicznymi stwierdzono spełnienie warunków stanów granicznych użytkowalności w zakresie ugięć i rozwartości rys. W przypadku odkształceń betonu uzyskane w badaniach doświadczalnych wartości są zbliżone lub przekraczają wartości dopuszczalne. Wynika to z przyjęcia wartości doświadczalnych dla punktów pomiarowych przy krawędzi płyty.

Tabela 7. Porównanie wartości doświadczalnych z wartościami dopuszczalnymi w SGU

Table 7. Comparison of experimental and allowable values for SLS

	Płyta M1			**Płyta M2**		
	Ugięcie [mm]	**Odkształcenia (rozciąganie) [10^{-6}]**	**Rozwartość rysy [mm]**	**Ugięcie [mm]**	**Odkształcenia (rozciąganie) [10^{-6}]**	**Rozwartość rysy [mm]**
Wartość dla obciążenia P_k (a)	13,4	65,64	0,3	1,8	81,62	0,3
Wartość dopuszczalna (b)	19,2	66,4	0,7	9,6	66,4	0,7
Porównanie (a)/(b)	70 %	99 %	43 %	19 %	123%	43 %

4. Badania zmęczeniowe

4.1. Metodologia badań zmęczeniowych

Obciążenie zmęczeniowe zostało przeprowadzone na modelu badawczym M3 w schemacie dwuprzęsłowym (2 × 2,40 m). Podczas badań przykładane obciążenie wywoływało w płycie moment zginający równy momentowi od przejazdu pojazdu normowego FLM1 z obciążeniem 210 kN na pojedynczą

oś wg [19]. Schemat obciążenia modelem FLM1 odpowiadał sposobowi przykładania obciążenia LM1 (rys. 6).

Poszczególne cykle obciążenia modelu M3 opisano w tabeli 8. Po czterech cyklach statycznych na poziomie $0{,}5P_k$ i P_k przystąpiono do badań zmęczeniowych i obciążono model M3 siłami o zakresie zmienności ΔF = 200,0 kN (2 × 100,0 kN), przy wartościach F_{max} = 222,2 kN (2 × 111,1 kN) oraz F_{min} = 22,2 kN (2 × 11,1 kN). Obciążenie cykliczne było przykładane z częstotliwością 2 Hz (do 500 tys. cykli) i 1,5 Hz (do zniszczenia) oraz przy stałej opisującej niesymetryczność cyklu R = 0,1. Liczba, rodzaj oraz rozmieszczenie czujników przemieszczeń i odkształceń w modelu M3 podczas badań zmęczeniowych była identyczna jak w modelu M2.

Tabela 8. Etapy oraz wartości obciążenia modelu M3 podczas badania zmęczeniowego

Table 8. The loading steps of the M3 slab model during fatigue test

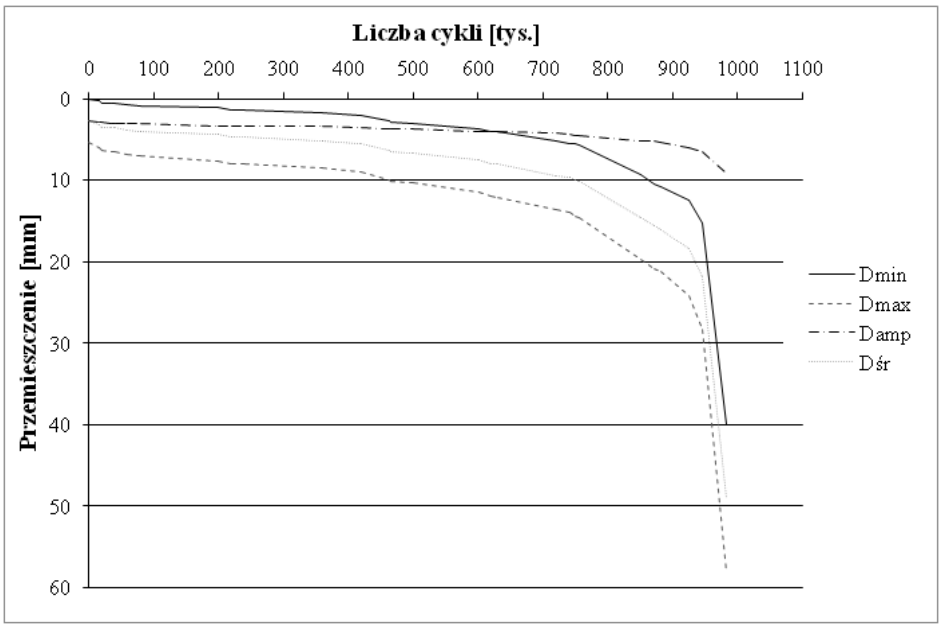
Etap	**Wartość obciążenia [kN]**	**Liczba cykli**	**Układ obciążenia**	**Wartości obciążenia**
1	77,8 (2 × 38,90)	1	FLM1 (LM1)	50% charakterystycznego momentu zginającego ($0{,}5\ P_k$)
2	155,5 (2 × 77,80)	3		charakterystyczny moment zginający (P_k)
3	ΔF = 200,0 (2 × 100,00)	500 tys.		obciążenie pojazdem zmęczeniowym FLM1 (P_{FLM1})
4	155,5 (2 × 77,80)	3		charakterystyczny moment zginający (P_k)
5	ΔF = 200,0 (2 × 100,00)	481,5 tys.		obciążenie pojazdem zmęczeniowym FLM1 (P_{FLM1})
6	420 (2 × 210,00)	1		wyczerpanie nośności zmęczeniowej

4.2. Główne wyniki badań zmęczeniowych

Główną ocenę globalnego zachowania modelu M3 pod obciążeniem zmęczeniowym wykonano na podstawie zmian przemieszczeń w czasie oraz stopnia rozwoju zarysowania płyty. Zmiany przemieszczeń w środku rozpiętości przęseł płyty oceniano na podstawie wartości przemieszczeń tłoka siłownika (D). Na rys. 17 przedstawiono porównanie wartości maksymalnego przemieszczenia tłoka siłowników (D_{max}), minimalnego przemieszczenia tłoka

(D_{min}), wartość średnią ($D_{śr}$) oraz amplitudę przemieszczeń (D_{amp}) dla przęsła P1-P2 modelu M3. Przemieszczenie D_{max} odpowiada maksymalnej sile obciążenia zmęczeniowego F_{max} = 111,1 kN, a przemieszczenie D_{min} - minimalnej wartości siły F_{min} = 11,1 kN. W tabeli 9 przedstawiono ilościowo propagację rys w kolejnych cyklach obciążenia zmęczeniowego.

Po 980,5 tys. cyklach obciążenia odnotowano znaczny wzrost amplitudy przemieszczeń tłoka siłowników (rys. 17). Średnia wartość przemieszczenia tłoka siłownika w przęśle P2-P3 wyniosła 16 mm, a w przęśle P1-P2 aż 50 mm. Ze względu na tak duże wartości przemieszczeń oraz znaczną różnicę średnich przemieszczeń pomiędzy przęsłami (34 mm), jak również na podstawie oględzin zarysowania modelu M3 stwierdzono zniszczenie zmęczeniowe płyty pomostu. Główną przyczyną nagłych i znaczących przyrostów przemieszczeń była utrata przyczepności prętów kompozytowych do betonu (rys. 18). Zjawisko to można uznać zatem za przyczyną zniszczenia zmęczeniowego płyty i utraty jej nośności.



Rys. 17. Globalne zachowanie się modelu M3 podczas badania zmęczeniowego, przęsło P1-P2

Fig. 17. The global behavior of the M3 slab model during fatigue test, span P1-P2

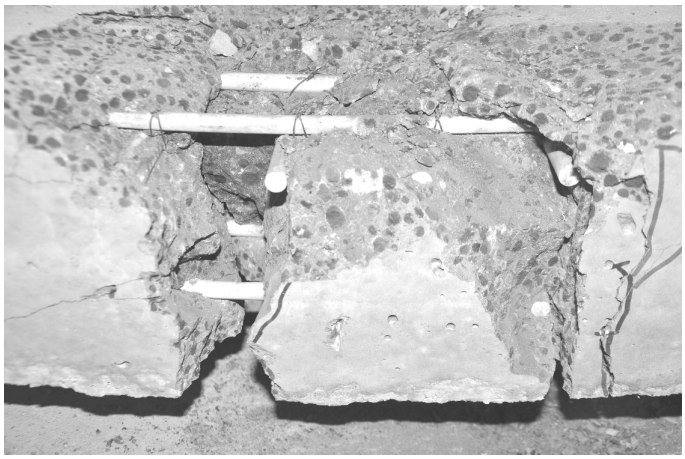
Tabela 9. Propagacja rozwartości rys w kolejnych cyklach obciążenia zmęczeniowego
Table 9. Propagation of cracks width in fatigue load test

Liczba cykli [tys.]	Wartość graniczna [mm] (a)	Szerokość rozwarcia rysy [mm]					
		Przęsło P1-P2		Podpora środkowa P2		Przęsło P2-P3	
		Pomiar (b)	(b/a) [%]	Pomiar (c)	(c/a) [%]	Pomiar (d)	(d/a) [%]
1	0,7	0,2	28,6	0,5	71,4	0,2	28,6
8	0,7	0,6	85,7	0,9	128,6	0,6	85,7
20	0,7	0,7	100,0	1,4	200,0	0,8	114,3
40	0,7	0,9	128,6	1,6	228,6	1,0	142,9
220	0,7	1,1	157,1	1,7	242,9	1,0	142,9
480	0,7	1,7	242,9	2,0	285,7	1,2	171,4



Rys. 18. Postać zniszczenia płyty w wyniku zmęczenia
Fig. 18. Slab failure pattern after the fatigue test

Ocena przyczepności do betonu prętów kompozytowych GFRP została przeprowadzona na podstawie oględzin odcinka pręta kompozytowego na długości równej ok. 10d (rys. 19). Na tej podstawie stwierdzono, że pręty kompozytowe GFRP utraciły przyczepność do betonu.

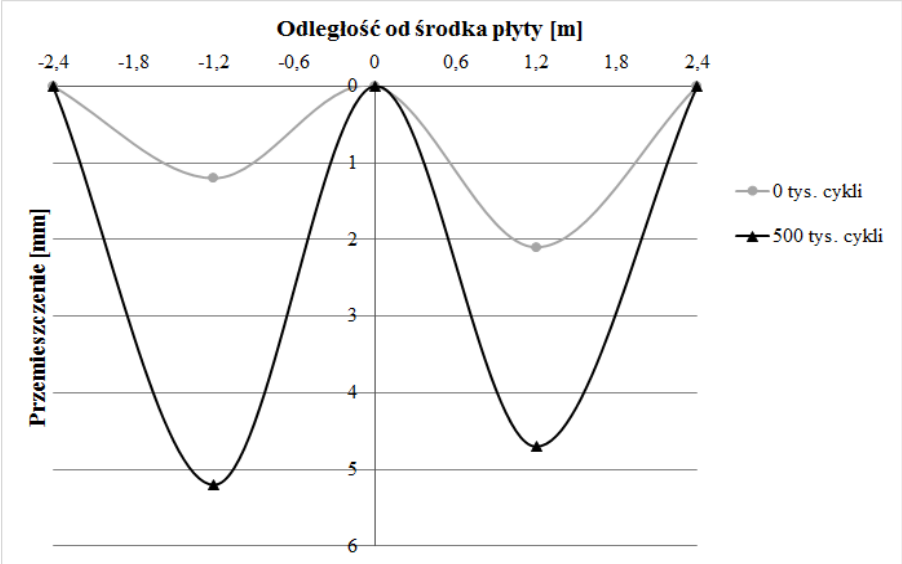


Rys. 19. Kontrola przyczepności prętów po lokalnym usunięciu betonu

Fig. 19. Rebars bond control after local concrete removing

4.3. Analiza wyników badań zmęczeniowych

Uzyskana w badaniach trwałość zmęczeniowa wynosiła 980,5 tys. cykli obciążenia odpowiadającego normowemu modelowi pojazdu FML1 [19].



Rys. 20. Globalna utrata sztywności płyty pod wpływem 500 tys. cykli obciążenia zmęczeniowego FML1

Fig. 20. The global loss of slab stiffness after 500,000 cycles of FML1 fatigue loading

Utrata nośności zmęczeniowej nastąpiła na skutek gwałtownej utraty sztywności płyty, spowodowanej utrata przyczepności prętów GFRP do betonu. Pręty nie uległy jednak zniszczeniu. Uzyskanej wartości nie można porównać do wymagań normowych, gdyż wytyczne ACI [2] nie zawierają żadnych informacji na temat analizy zmęczeniowej płyt pomostu zbrojonych prętami kompozytowymi GFRP. Analizę wyników badań zmęczeniowych przeprowadzono również w oparciu o utratę sztywności modelu M3 na poziomie obciążenia P_k wywołującego w płycie pomostu wartość charakterystyczną momentu zginającego. Porównano sztywność modelu płyty pomostu przed rozpoczęciem obciążenia zmęczeniowego oraz po 500 tys. cykli obciążeniem zmęczeniowym (rys. 20). Stwierdzono ok. 4,3-krotny spadek sztywności modelu M3 w przęśle P1-P2 oraz 2,8-krotny w przęśle P2-P3.

5. Podsumowanie

W pracy opisano badania mające na celu określenie zachowania się płyt pomostu z betonu lekkiego zbrojonego prętami kompozytowymi GFRP pod obciążeniem statycznym i zmęczeniowym. Badania przeprowadzono na trzech modelach badawczych, odpowiadających geometrycznie płytom stosowanym w rzeczywistych obiektach mostowych. Przeprowadzone badania wykazały, że prototypowe panele pomostowe charakteryzują się dużą nośnością, trwałością zmęczeniową oraz zachowują się sprężyście aż do zniszczenia, które ma charakter pseudo-sprężysty.

Analiza wyników badań statycznych wykazała wystarczającą nośność i sztywność badanych płyt pomostu do zastosowań w obiektach mostowych. Ponadto analiza porównawcza nośności uzyskanych doświadczalnie z wartościami obliczonymi według wytycznych ACI [2] wykazała bardzo dobrą zgodność w zakresie nośności na zginanie oraz nieadekwatność tej normy w zakresie szacowania nośności na ścinanie. Głównym powodem wydaje się fakt, że wytyczne [2] nie uwzględniają w procedurze obliczeniowej zastosowania betonu lekkiego.

Badania zmęczeniowe nie potwierdziły nieograniczonej (2 mln cykli) nośności zmęczeniowej płyty pomostu. Na podstawie badań zmęczeniowych wyznaczono niszczącą liczbę cykli, która wyniosła 980,5 tys. przy wartości obciążeniu 210 kN na oś wg modelu FLM1 [19]. Utrata nośności zmęczeniowej nastąpiła na skutek gwałtownej utraty sztywności płyty, spowodowanej utrata przyczepności prętów GFRP do betonu. W rzeczywistości jednak obciążenie eksploatacyjne płyty pomostu (np. przy założeniu nośności mostu 40 t według normy [16]) będzie znacząco mniejsze, dlatego wynik badań zmęczeniowych przyjęto za zadowalający. Wytyczne ACI [2] nie przewidują sprawdzania nośności zmęczeniowej betonowych płyt pomostu zbrojonych prętami kompozytowymi FRP.

Na podstawie badań statycznych i zmęczeniowych stwierdzono, że modele płyt miały wystarczającą sztywność oraz nośność doraźną i zmęczeniową. Modele płyt spełniły stawiane przed nimi warunki zarówno w stanie granicznym nośności jak i użytkowalności. Uzyskane wyniki świadczą o poprawności przyjętego rozwiązania konstrukcyjnego, materiałowego oraz technologicznego. Problemem wymagającym dalszych badań jest zwiększenie przyczepności prętów GFRP do betonu. Można to uzyskać stosując użebrowane pręty kompozytowe, które są już dostępne na polskim rynku (np. www.comrebars.pl). Konieczne wydaje się przeprowadzenie badań płyt na ścinanie w celu ustalenia procedur obliczeniowych pod kątem zastosowania betonu lekkiego. Zaleca się także przeprowadzenie badań zmęczeniowych dla większej liczby modeli płyt pomostu zbrojonych prętami GFRP w celu wyznaczenia pełnej krzywej Wöhlera, niezbędnej do projektowania takich pomostów.

Badania zostały zrealizowane w ramach Przedsięwzięcia Pilotażowego „Wsparcie badań naukowych i prac rozwojowych w skali demonstracyjnej - DEMONSTRATOR+”, projekt pn.: „COM - BRIDGE – Innowacyjny most drogowy z kompozytów FRP” (umowa nr UOD-DEM-1-041-/001), współfinansowanego przez Narodowe Centrum Badań i Rozwoju.

Literatura

[1] Abdul Salam B.: Behaviour of shear critical FRP reinforced concrete one-way slabs, Doctoral Thesis, Universite de Sherbrooke, Quebec, Canada, 2014.

[2] ACI 440.1R-06. Guide for Design and Construction of Structure Concrete Reinforced with FRP Bars.

[3] Alsharif F.: Structural behavior of lightweight concrete bridge deck slabs reinforced with basalt FRP bars, Master of Science Thesis, University of Illinois at Chicago, 2014.

[4] Benmokrane B., El-Salakawy E., El.,-Ragaby A., Lacky T.: Design and Testing of Concrete Bridge Decks Reinforced with Glass FRP Bars, Journal of Bridge Engineering, vol. 11, no. 2, 2006, pp. 217-229.

[5] Benmokrane B., El-Salakawy E., El-Ragaby A., El-Gamal S.: Performance evaluation of innovative concrete bridge deck slabs reinforced with fibre-reinforced-polymer bars, Canadian Journal of Civil Engineering, vol. 34, no 3, 2007, pp. 298-310.

[6] El-Ragaby A., El-Salakawy E., Benmokrane B.: Fatigue analysis of concrete bridge deck slabs reinforced with E-glass/vinyl ester FRP reinforcing bars, Composites Part B: Engineering, vol.38, no.5–6, 2007, pp. 703-711.

[7] El-Ragaby, A., El-Salakawy, E.F., Benmokrane, B.: Experimental Investigation on the Fatigue Behaviour of GFRP Reinforced Concrete Bridge Deck Slabs, Proceedings of the 1st International Structural Specialty Conference, CSCE Annual Conference, Calgary, Alberta, Canada, May 23-26, 2006 Paper ST-126, CD-Rom: pp. 1-10.

[8] El-Salakawy E., Benmokrane B., El-Ragaby A., Nadeau D.: Field investigation on the first bridge deck slab reinforced with glass FRP bars constructed in Canada, ASCE Journal of Composites in Construction, vol.9, no.6, 2005, pp.470-479.

[9] Hassan T., Rizkalla S., Abdelrahman A., Tadros G.: Design recommendations for bridge deck slabs reinforced by fiber reinforcement polymers. Proceedings of 4th International Symposium on Fiber Reinforced Polymers Reinforcement for Concrete Structures, FRPRC-4 ACI-SP-188, Baltimore, 1999, pp. 313-324.

[10] Holden K., Pantelides C., Reaveley L.: Bridge constructed with GFRP-reinforced precast concrete deck panels: case study, Journal of Bridge Engineering, vol.19, no.5, 2014.

[11] Japan Concrete Institute.: Non-metallic (FRP) reinforcement for concrete structures, Proceedings of 3rd International Symposium (FRP RCS-3), Sapporo, Japan, vol. 1, 1997.

[12] Liu R., Pantelides C.P.: Shear strength of GFRP reinforced precast lightweight concrete panels, Construction and Building Materials, vol. 48, no.11, 2013, pp. 51-58.

[13] Mahroug M. E. M., Ashour A. F., Lam D.: Experimental response and code modelling of continuous concrete slabs reinforced with BFRP bars, Composite Structures, vol.107, 2014, pp.664–674.

[14] Nanni A., Faza S.: Designing and constructing with FRP bars: An emerging technology, ACI Concrete International, vol. 24, no. 11, 2002, pp. 53-58.

[15] Pantelides C. P., Liu R., Reaveley L. D.: Lightweight concrete precast bridge deck panels reinforced with glass fiber-reinforced polymer bars, ACI Structural Journal, vol.109, no.6, 2012, pp. 879-888.

[16] PN-85/S-10030. Obiekty mostowe. Obciążenia. Warszawa, 1985.

[17] PN-EN 1254 – Część 1:2001. Badania betonu w konstrukcjach – Odwierty rdzeniowe. Wycinanie, ocena i badania wytrzymałości na ściskanie.

[18] PN-EN 13791:2008. Ocena wytrzymałości betonu na ściskanie w konstrukcjach i prefabrykowanych wyrobach betonowych.

[19] PN-EN 1991-2:2005. Oddziaływania na konstrukcję .Obciążenia ruchome mostów.

[20] PN-EN 1992-1-1:2008. Eurokod 2. Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków

[21] Rizklla S., Tadros G.: First smart bridge in Canada. ACI Concrete International, vol. 16, no. 6, 1998, pp. 42-44.

[22] Saadatmanesh H, Ehsni M. R.: International conference on composites of infrastructure. Proceedings of ICCI, Tucson, Arizona, 1996.

[23] Wiater A., Rajchel M., Siwowski T.: Analiza obliczeniowa płyt pomostowych z betonu lekkiego zbrojonego prętami GFRP w świetle badań doświadczalnych, Inżynieria i Budownictwo, 2016 (w druku).

[24] Yost J.R., Uzman Z., Gross S. G., Iglesias J.: Shear strength of continuous GFRP reinforced concrete beams subjected to uniform load, Proceedings of the 7th International Conference on FRP Composites in Civil Engineering (CICE). International Institute for FRP in Construction, 2014.

[25] Yost, J. R., Dinehart D. W., Gross S. P., Reilly P.: Fatigue Evaluation of a GFRP Reinforced Bridge Deck., Structure magazine, February 2014, pp 10-12.

RESEARCH ON DECK SLABS MADE OF LIGHTWEIGHT CONCRETE AND REINFORCED WITH GFRP BARS

S u m m a r y

The bridge concrete deck slabs have got the least durability among bridge structural elements. One of the way of the durability enhancement is the use of non-metallic rebars with excellent corrosion resistance, high strength and low self-weight. The research recently conducted in Canada, USA and Japan both in laboratory and under traffic have revealed the concrete bridge deck slabs with GFRP rebars have had good structural behavior and much higher durability. The main goal of the paper is the presentation of research works on static and fatigue behavior of three concrete slab models with GFRP rebars. The carrying capacity of the slabs as well as fatigue durability have been checked during experimental tests. To reduce the self-weight of the slabs the structural lightweight concrete has been used. Experimental results have been compared to code-checking calculations, showing main discrepancies. However the research clearly revealed, that bridge deck slabs made of LC concrete and GFRP rebars could be viable alternative for conventional concrete decks with steel rebars.

Keywords: bridge deck slab, GFRP rebars, lightweight concrete, structural testing, fatigue testing,

Przesłano do redakcji:30.09.2015
Przyjęto do druku:10.01.2016

DOI: 10.7862/rb.2015.211

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (4/15), październik-grudzień 2015, s. 493-504

Krzysztof WILK[1]

WSTĘPNE ROZPOZNANIE GEOTECHNICZNE TERENÓW DOLIN RZECZNYCH POCHODZENIA ALUWIALNEGO POPRZEZ ZASTOSOWANIE ZDJĘĆ LOTNICZYCH I SATELITARNYCH

Planowanie inwestycji budowlanych wymaga przeprowadzenia, często wnikliwych i wielokryterialnych analiz ich racjonalności. Jednym z czynników mających wpływ na ograniczenie kosztów przedsięwzięcia jest odpowiednie rozpoznanie geotechniczne. Dokładna analiza warunków gruntowych wymaga przeprowadzenia czasochłonnych i kosztownych badań. Często jednak już na wstępnym etapie planowania można wskazać zagrożenia mogące występować w podłożu. Pomocna może być w tym analiza zdjęć lotniczych i satelitarnych. W pracy przedstawione zostały możliwości wykorzystania takich zdjęć i opartej na nich ortofotomapy do analizy geotechnicznej aluwialnych dolin rzecznych. Dzięki obecnie powszechnemu dostępowi elektronicznemu do wspomnianych materiałów ich wykorzystanie jest tym bardziej racjonalne. Tradycyjne mapy topograficzne nie są w stanie odwzorować wielu szczegółów morfologii terenu, przydatnych do wnioskowania o budowie podłoża gruntowego. W pracy opisano podstawowe procesy fluwialne kształtujące podłoże w dolinach rzecznych i jego krótką charakterystykę. Analizę morfologii terenu teras zalewowych, pod kątem opisu warunków geotechnicznych, przedstawiono na przykładzie wybranych fragmentów doliny rzeki Wisłoka.

Słowa kluczowe: ortofotomapa, zdjęcia lotnicze i satelitarne, doliny rzeczne, rozpoznanie geotechniczne

1. Wprowadzenie

Planowanie inwestycji powinno być oparte na optymalizacji uwzględniającej osiągnięcie maksymalnych korzyści przy zminimalizowaniu jej kosztów. Za korzyści należy uznać uzyskanie jak najlepszych właściwości użytkowych, również walorów estetycznych, a także zastosowanie materiałów o wysokiej jakości oraz zapewnienie odpowiedniej trwałości obiektu. Osiągnięcie wspo-

[1] Krzysztof Wilk, Politechnika Rzeszowska im. Ignacego Łukasiewicza, Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury, ul. Poznańska 2, 35-959 Rzeszów, tel. 17 865 10 06, kwilk@prz.edu.pl.

mnianych korzyści wiąże się z poniesieniem adekwatnych nakładów. Zastosowanie przez Inwestora tańszych rozwiązań przeważnie tożsame będzie z rezygnacją z pewnych, założonych do osiągnięcia parametrów. W praktyce jednak zdarzają się sytuacje, gdzie zmniejszenie kosztów nie będzie wiązać się z ograniczeniami jakościowymi i funkcjonalnymi. Ich redukcja wymaga dokładnej analizy pod kątem znalezienia rozwiązań zbędnych lub przesadzonych pod względem uzyskanych korzyści.

Jedną z przyczyn zwiększających wydatki inwestycyjne mogą być drogie rozwiązania fundamentowania budowli. Oczywiście muszą one zapewniać bezpieczeństwo obiektom, być adekwatne do wielkości obciążeń przekazywanych na podłoże, a przede wszystkim być dopasowane do warunków geotechnicznych w miejscu lokalizacji inwestycji.

Planowanie przedsięwzięcia budowlanego wynika z reguły z zapotrzebowania na konkretną infrastrukturę. W związku z tym, podczas jego umiejscawiania, warunki geotechniczne nie są przeważnie dominującym kryterium wyboru lokalizacji. Oczywiście, świadome planowanie inwestycji w trudnych warunkach gruntowych musi wynikać z jej nadzwyczajnego znaczenia. Niemniej jednak wstępny etap planowania uwzględnia czynniki społeczne, geograficzne, morfologiczne, komunikacyjne itp. Budowa podłoża gruntowego często analizowana jest dopiero po wykonaniu pierwszych opracowań geotechnicznych, a więc po (przynajmniej wstępnym) przyjęciu usytuowania obiektów. Niestety nie zawsze pomocne są w tym mapy geologiczne z uwagi na małą skalę, a tym samym niską dokładność.

Tymczasem niejednokrotnie analiza morfologii terenu opisanej za pomocą map topograficznych może dostarczyć wielu dodatkowych informacji odnośnie spodziewanych warunków gruntowych. Często jeszcze więcej wiedzy można uzyskać studiując zdjęcia lotnicze, satelitarne lub opartą na nich ortofotomapę. Dają one możliwość wnioskowania o zagrożeniach geotechnicznych z bardzo dużą dokładnością. W wielu przypadkach niewielkie przesunięcie w terenie obiektów planowanej inwestycji może dać znaczące oszczędności. Wykluczenie obszarów o potencjalnie niepewnej budowie podłoża, pozwala uniknąć zbędnych kosztów nawet samego rozpoznania geotechnicznego w nieodpowiednich miejscach. Ukształtowanie terenu zobrazowane na mapach topograficznych nie zawsze odzwierciedla możliwe trudności fundamentowania obiektów na danym terenie.

W niniejszej pracy przedstawione zostaną możliwości wykorzystania zdjęć lotniczych, satelitarnych i ortofotomapy w analizie przydatności terenów dolin rzecznych do celów budowlanych. Analizy dotyczyć będą perspektyw optymalizacji lokalizowania obiektów pod kątem ograniczenia kosztów fundamentowania. W analizach pominięto zagrożenie powodziowe, które jest oczywiste na terasach zalewowych i powinno być przedmiotem odrębnego rozpoznania. Ryzyko powodzi jest uzależnione od wysokościowego położenia terenu oraz technicznych zabezpieczeń przed zalewaniem podczas wezbrań rzeki.

2. Geotechniczne problemy występujące w dolinach rzecznych

2.1. Procesy kształtujące doliny rzeczne

Jednymi z głównych zjawisk egzogenicznych kształtujących powierzchnię Ziemi są procesy fluwialne, związane z działalnością rzek [1, 12]. W bardzo dużym uproszczeniu polegają one na erodowaniu materiału skalnego (również rozdrobnionego i wcześniej zdeponowanego) z dna i brzegów, jego transporcie, a następnie osadzeniu wskutek utraty zdolności przemieszczania przez płynącą wodę.

Z biegiem rzeki zmienia się intensywność i charakter różnego rodzaju procesów fluwialnych. W górnych odcinkach cieków wodnych, z uwagi na znaczne spadki i duże prędkości przepływu, dominują procesy erozyjne, a wymiary cząstek dezintegrowanego i wleczonego materiału są znaczne. Z biegiem rzek przeważnie zmniejsza się gradient, a tym samym prędkość wody w ciekach. Ogranicza to ich zdolności transportowe, a tym samym powoduje wzrost znaczenia sedymentacji materiału skalnego. Na odcinku końcowym rzek ma miejsce niemal wyłącznie deponowanie materiału, a erozja obejmuje przeważnie tylko warstwy akumulacyjne. Dla natężenia poszczególnych procesów fluwialnych ma znaczenie nie tylko spadek dna i prędkość przepływu wody, ale również jej objętość [1]. Podczas wezbrań pobudzane są procesy erozyjne, natomiast w okresie suszy zwiększa się deponowanie materiału. Zdolność transportowa cieków wodnych zależy od prędkości oraz objętości przepływu, stąd granulacja osadzanego materiału maleje wraz z nurtem rzeki.

Zmniejszenie prędkości przepływu sprzyja meandrowaniu rzek i powstawaniu zakoli, które rozwijają się, a następnie, najczęściej podczas wezbrań ulegają odcięciu tworząc starorzecza [11, 12]. Prędkość wody przy zewnętrznym brzegu meandra jest większa, zatem zwiększa się erozja boczna tej strony koryta. Tymczasem po stronie wewnętrznej, gdzie prędkość przepływu jest znacznie mniejsza odbywa się deponowanie materiału.

Rzeki w swych dolinach tworzą terasy zalewowe o charakterze erozyjnym lub akumulacyjnym (najczęściej jest to połączenie obu wymienionych form). Terasy natury erozyjnej powstają w wyniku erodowania zboczy podczas wezbrań. Erodowany materiał jest wymywany i transportowany w niższe partie cieku. Terasy akumulacyjne powstają w wyniku sedymentacji materiału na brzegach w czasie powodzi, czyli występowania rzek z koryt. Zaznaczyć należy, że bardzo często na terasach zalewowych widoczna jest zarówno działalność erozyjna, jak i akumulacyjna. Analizy terenów dolin rzecznych pod kątem morfogenezy ich powierzchni za pomocą zdjęć satelitarnych były już przedmiotem dociekań naukowych [4].

Zamieszczony powyżej opis zjawisk fluwialnych jest bardzo uproszczony i często wyidealizowany. Trzeba mieć świadomość, iż o ich rzeczywistym charakterze oraz intensywności na poszczególnych odcinkach cieków decyduje

szereg naturalnych czynników miejscowych, losowych. Opis i określenie faktycznego wpływu przedmiotowych czynników często są bardzo trudne, o ile w ogóle możliwe. Decydują o tym procesy naturalne, nie spotkamy się zatem nigdy z dwoma rzekami, dolinami o takiej samej morfologii.

2.2. Geotechniczna budowa podłoża w dolinach rzek

Podłoże w obrębie teras wykształconych jedynie w wyniku procesów erozyjnych zbudowane może być z gruntów o zróżnicowanej genezie geologicznej. Będą to grunty powstałe jako rezultaty zjawisk zachodzących przed powstaniem cieków lub ich ekspansją. Niejednokrotnie może być to podłoże o znaczącym stopniu prekonsolidowania. Jako, że grunty na terasach natury erozyjnej powstały w wyniku innych procesów niż fluwialne, nie będą poddane dalszej analizie.

Na terasach o charakterze akumulacyjnym podłoże gruntowe jest zbudowane z materiału deponowanego, przetransportowanego z góry rzeki. Będzie to zatem niejednorodny grunt o składzie mineralogicznym adekwatnym do gruntów budujących doliny cieku powyżej analizowanego przekroju. Z uwagi na zmienną siłę wezbrań często osadzany materiał będzie posiadał warstwową budowę, z wyraźnym pionowym rozsegregowaniem wymiarowym ziaren i cząstek gruntu.

W materiale akumulacyjnym należy uwzględnić pewną zawartość części organicznych pochodzących z dwojakiego źródła: przywleczonych przez nurt rzeki, bądź wegetujących w danej lokalizacji i obumarłych wskutek pokrycia sedymentem [14].

Zwiększonej zawartości części organicznych należy spodziewać się w miejscu zastoisk powstałych w odciętych meandrach rzek. Jest to efektem stopniowego zarastania tych zbiorników wodnych. Podobnie lokalizację gruntów o podwyższonej zawartości części organicznych można przewidywać po wewnętrznej stronie zakoli rzecznych, również starorzeczy.

Podsumowując obszary dolin rzecznych posiadają bardzo złożoną budowę geotechniczną. Wyraża się to zarówno zmiennością lokalną gruntów spowodowaną różnymi warunkami deponowania materiału, jak i zmiennością w obrębie pojedynczych profili [14]. Przyczyną tego stanu rzeczy jest między innymi zróżnicowana siła wezbrań. Co więcej niskie wartości parametrów geotechnicznych to nie jedyny problem takich terenów. Często zauważalna jest również ich miejscowa niestabilność związana ze zmianami zawilgocenia. Wahania wilgotności gruntu powiązane są w tym przypadku z wezbraniami cieków podczas intensywnych opadów oraz obniżaniem poziomu wody w okresach suchych [8, 9]. Filtracja wód gruntowych jaka ma miejsce w podłożu powstałym w wyniku akumulacyjnej działalności rzek jest bardzo złożona i nie zawsze będzie rzetelnie odzwierciedlana przez tradycyjny parametr, jakim jest współczynnik filtracji [15].

3. Zastosowanie ortofotomapy we wstępnej analizie geotechnicznej podłoża w dolinach rzecznych

3.1. Zdjęcia lotnicze i satelitarne

Przed laty dostępność do materiałów fotograficznych wykonywanych z dużych wysokości z samolotów lub satelity była mocno utrudniona, zarówno ze względu na ówczesne możliwości techniczne, jak i z uwagi na pojmowane wówczas bezpieczeństwo kraju. Obecnie taki dostęp można powiedzieć, że jest powszechny, dzięki między innymi takim portalom jak: www.google/maps/, www.satelitarnamapapolski.pl, www.geoportal.gov.pl. Co więcej zakres udostępnianych informacji ciągle się zwiększa, tak samo rośnie dokładność odwzorowań powierzchni Ziemi.

Zdjęcia lotnicze i satelitarne są doskonałym narzędziem analizy powierzchni terenu. Po ich odpowiedniej rektyfikacji i przetworzeniu nawiązującym do stosownego układu odniesienia (układu współrzędnych) tworzą one ortofotomapę, na podstawie której możemy dosyć precyzyjnie określić położenie różnych obiektów [3]. Tym samym możliwe jest ustalenie lokalizacji pewnych form geomorfologicznych, które mogą być interesujące podczas analizy ortofotomapy pod kątem minionych i obecnych zjawisk geologicznych kształtujących podłoże gruntowe [2].

Ten aspekt zastosowania zdjęć terenu wykonywanych z samolotu, bądź z satelity zostanie przedstawiony dalej w odniesieniu do dolin rzecznych o charakterze akumulacyjnym. Przykładowe rozważania dotyczyć będą wybranych fragmentów doliny rzeki Wisłoka. Oparte zostały na ortofotomapie i mapach topograficznych udostępnionych w serwisie internetowym Głównego Urzędu Geodezji i Kartografii www.geoportal.gov.pl oraz portalach powiatowych.

Podczas dedukcji na temat budowy podłoża, bardzo pomocna może okazać się analiza szaty roślinnej na danym obszarze [10]. Niestety w przypadku nizinnych dolin rzecznych jest ona przeważnie bardzo uboga. Są to tereny, gdzie gleby są żyzne, a przez to w maksymalnym stopniu wykorzystywane rolniczo. Łąki, tak jak to ma miejsce również na obszarach o innej budowie geologicznej i innej morfologii, przeważnie świadczą o znacznym zawilgoceniu i najczęściej obniżeniu terenu.

3.2. Przykłady analiz doliny rzeki Wisłoka

Rzeka Wisłoka jest prawobrzeżnym dopływem górnej Wisły. Wypływając z Beskidu Niskiego w Karpatach kieruje się na północ (kierunek południkowy) i przepływając Kotliną Sandomierską przez Zapadlisko Przedkarpackie [13] wpada do największej polskiej rzeki. Bieg dolny Wisłoki (doliną o charakterze akumulacyjnym) rozpoczyna się w okolicach miasta Jasło.

W dalszej części pracy zaprezentowane zostały zdjęcia ortofotomapy przedstawiające różnorodność form pozostawionych przez dawne koryta rzeki (rys. 1a., rys. 2a., rys. 3a.). Ich rozlokowanie powierzchniowe powinno nasuwać szereg wniosków odnośnie jakości podłoża gruntowego i zagrożeń geotechnicznych na analizowanym terenie. Celem porównania zamieszczone zostały również zdjęcia map topograficznych takich samych obszarów (rys. 1b., rys. 2b., rys. 3b.). Dokładność i zakres zawartych na mapach informacji nie jest w stanie dorównać możliwościom, jakie daje interpretacja materiałów opartych na zdjęciach lotniczych i satelitarnych.

Na ortofotomapie widać, że większość starorzeczy akcentuje sposób użytkowania terenu, w tym kształt działek. Nie jest to jednak regułą. Analizując zdjęcia należy zwrócić uwagę także na różnice kolorystyczne na powierzchniach terenu użytkowanych w taki sam sposób. Sugerują one dodatkowe, nie wydzielone obszary osłabienia podłoża, które posługując się innymi rodzajami map byłoby trudno zlokalizować.

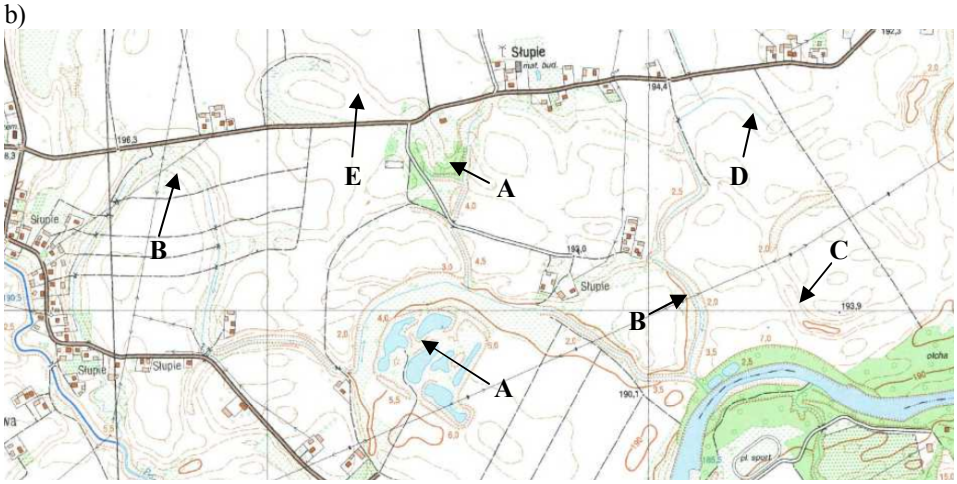
W odniesieniu do starorzeczy, na zamieszczonych poniżej przykładowych zdjęciach (rys. 1., rys. 2., rys. 3.) zauważyć można m.in.:

- wyraźne znaczne obniżenia terenu widoczne zarówno na ortofotomapie, jak i na mapie topograficznej, często są to zbiorniki wodne lub zakola porośnięte roślinnością bagienną, drzewami, zalegające w nich części organiczne będą miały niski stopień rozkładu, z tego powodu nie zostały one zagospodarowane przez człowieka – na rysunkach opisane symbolem A,
- znaczne obniżenia terenu (ortofotomapa i mapa topograficzna), których ukształtowanie powoduje podział areału z uwagi na sposób wykorzystania – symbol B,
- duże obniżenia terenu wykazane na ortofotomapie i na mapie topograficznej, które nie decydowały o zmianie użytkowania powierzchni terenu – oznaczone symbolem C,
- starorzecza widoczne na ortofotomapie, lecz niezauważalne lub trudne do dostrzeżenia na mapie topograficznej, o małym zróżnicowaniu wysokościowym, przez co mogą zostać rozpoznane wyłącznie ze względu na różnice w intensywności wzrostu roślinności i zawilgocenia – na rysunkach opisane symbolem D,
- lokalizacje przypuszczalnych, lecz niewidocznych na zdjęciach lotniczych tras meandrów rzecznych, najczęściej na przedłużeniach ramion obserwowanych starorzeczy – symbol E.

a)



b)

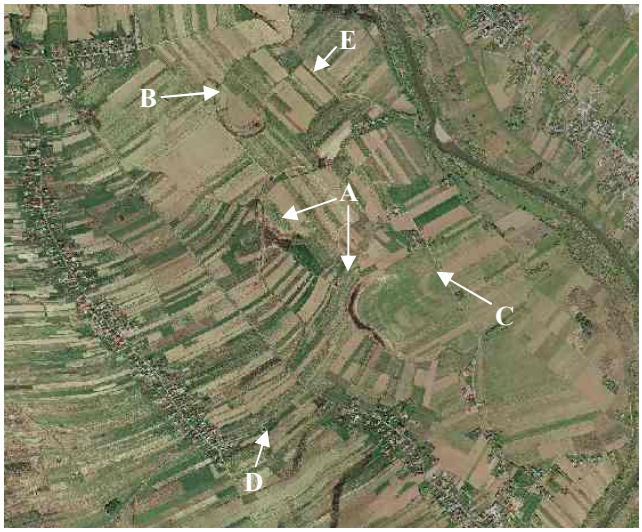


Rys. 1. Dolina rzeki Wisłoka w rejonie miejscowości Chotowa: a) ortofotomapa (skala 1:20 000) [5]; b) mapa topograficzna (skala 1:20 000) [6].

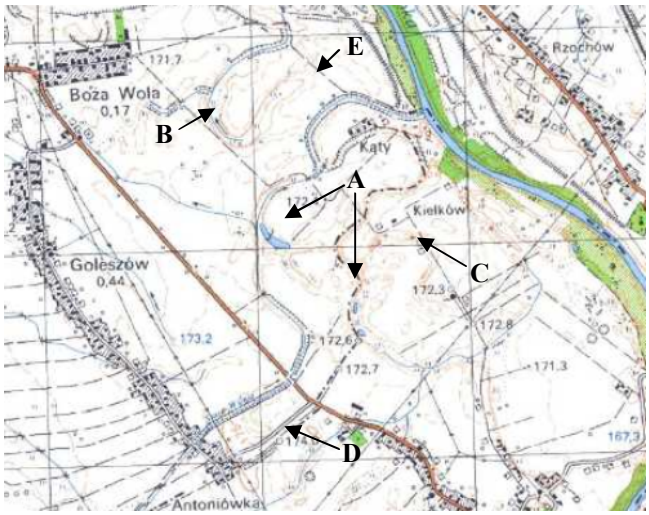
Fig. 1. Valley of Wisloka river near Chotowa: a) orthophotomap (scale 1:20 000) [5]; b) topographic map (scale 1:20 000) [6].

Rozpoznanie różnych, opisanych wcześniej typów obszarów w obrębie dolin rzecznych, zróżnicowanych morfologiczne i geologiczne jest o wiele łatwiejsze na zdjęciach satelitarnych niż przy pomocy map topograficznych.

a)



b)



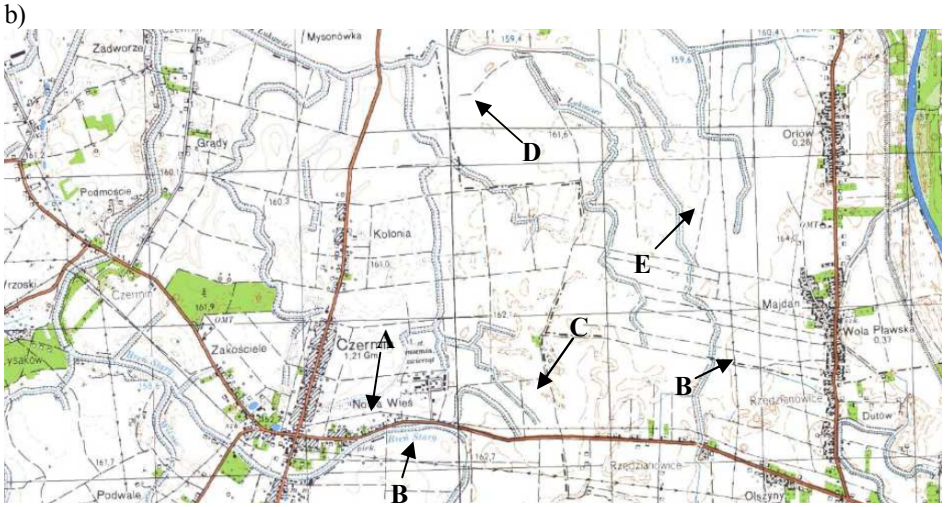
Rys. 2. Dolina rzeki Wisłoka w rejonie miejscowości Goleszów i Kiełków: a) ortofotomapa (skala 1:40 000) [7]; b) mapa topograficzna (skala 1:40 000) [6].

Fig. 2. Valley of Wisloka river near Goleszow and Kielkow: a) orthophotomap (scale 1:40 000) [7]; b) topographic map (scale 1:40 000) [6].

a)



b)



Rys. 3. Dolina rzeki Wisłoka w rejonie miejscowości Czermin i Wola Pławska: a) ortofotomapa (skala 1:50 000) [7]; b) mapa topograficzna (skala 1:50 000) [6].

Fig. 3. Valley of Wisloka river near Czermin i Wola Plawska: a) orthophotomap (scale 1:50 000) [7]; b) topographic map (scale 1:50 000) [6].

Na rysunku 3. obszar oraz gęstość różnorodnych form pochodzenia fluwialnego jest wydatnie większa niż obserwowana na rysunku 1. i rysunku 2. Jest to spowodowane niewielką odległością (około 7 km) od znacznie większej rzeki Wisły, w której ma swoje ujście Wisłoka. Tym samym częstość i intensywność stanów powodziowych na przedmiotowej terasie zalewowej jest istotnie większa niż pozostałych przypadkach.

4. Podsumowanie

Należy stwierdzić, że analiza zdjęć lotniczych może być doskonałym narzędziem do wstępnego ustalenia lokalizacji przyszłych obiektów budowlanych na terenach teras zalewowych. Jest to sposób pozwalający na oszczędność czasu i środków związanych z przeprowadzeniem badań geotechnicznych, a także niejednokrotnie w dalszej kolejności również funduszy finansujących realizację inwestycji, szczególnie w odniesieniu do rozwiązań fundamentowych.

Oczywiście analiza ortofotomapy nie da odpowiedzi na temat ilościowych wartości parametrów gruntu (nawet szacunkowych), ale może pozwolić uniknąć terenów, gdzie zdeponowane zostały grunty słabonośne, przede wszystkim zawierające znaczącą ilość części organicznych. Sposób powstawania podłoża na obszarach dolin rzecznych to osadzanie materiału przemieszczanego przez wartki nurt rzeki, jego powolna sedymentacja w strefach o niższej prędkości wody, ewentualnie zarastanie, a następnie rozkład części organicznych w zbiornikach odciętych meandrów. Wiedza o charakterze rozwoju cieków wodnych i ich dolin pozwala na przybliżone określenie rodzaju gruntów zalegających w danej lokalizacji, ich możliwej granulacji oraz zagęszczeniu (porowatości).

Interpretacja fotografii wykonanych z powietrza daje przede wszystkim pewien pogląd na temat niejednorodności w budowie podłoża, która często będzie bardziej niebezpieczna dla posadowienia obiektów budowlanych, niż niskie wartości parametrów wytrzymałościowych i odkształceniowych. Tym samym można zauważyć konieczność zmiany sposobu fundamentowania poszczególnych części budynków (zwłaszcza wielkopowierzchniowych), a nawet określić miejsca zastosowania dylatacji.

Przegląd zdjęć lotniczych na etapie planowania inwestycji, może pozwolić również na przybliżone oszacowanie kosztu rozwiązań posadowienia. Gdy wartość robót fundamentowych będzie znacząca, może to mieć wpływ na nakłady dla całego planowanego zamierzenia.

Możliwość obserwacji i jednoczesnej analizy dużej powierzchni terenu daje szansę dostrzeżenia wielu dodatkowych, a niekiedy nawet dominujących, czynników warunkujących jakość podłoża. Okoliczności te podczas lustracji małego obszaru (np. ortofotomapy o dużej skali) lub przeprowadzania wizji terenowej pozostają ukryte.

Wstępny wybór umiejscowienia obiektów na podstawie zdjęć lotniczych musi zostać potwierdzony wizją lokalną, a dalej badaniami geotechnicznymi: wstępnymi i zasadniczymi.

Literatura

[1] Bajkiewicz-Grabowska E., Mikulski Z.: Hydrologia ogólna, Wydawnictwa Naukowe PWN, Warszawa 2013.

[2] Ciołkosz A., Miszalski J., Olędzki J.R.: Interpretacja zdjęć lotniczych, Państwowe Wydawnictwo Naukowe, Warszawa 1978.

[3] Dorozhynskyy O., Tukaj R.: Fotogrametria, Wydawnictwo Politechniki Lwowskiej, Lwów – Kraków 2009.

[4] Falkowski T., Ostrowski P.: Morfogeneza powierzchni tarasu zalewowego Wisły w okolicach Magnuszewa w obrazie zdjęć satelitarnych i lotniczych, Infrastruktura i Ekologia Terenów Wiejskich, Nr 9/2010, Polska Akademia Nauk Oddział w Krakowie, 2010, s. 89-100.

[5] http://debica.geoportal2.pl/map/www/mapa.php?CFGF=wms&mylayers=+granice+OSM+ (dostęp: 04 listopada 2015)

[6] http://mapy.geoportal.gov.pl/imap/?gpmap=gp0&actions=acShowWgButtonPanel_kraj_ORTO (dostęp: 04 listopada 2015)

[7] http://mielec.geoportal2.pl/map/www/mapa.php?CFGF=wms&mylayers=+granice+OSM+ (dostęp: 04 listopada 2015)

[8] Jaremski J., Wilk K.: Analiza wpływu zmian zawilgocenia gruntów madowych wywołanych stanami powodziowymi na parametry geotechniczne, Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, nr 208, Budownictwo i Inżynieria Środowiska, z. 36, Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, 2004, s. 47-53.

[9] Jaremski J., Wilk K.: Wpływ zmian parametrów geotechnicznych wywołanych stanami powodziowymi na obiekty budowlane, XII Ogólnopolska Szkoła Gospodarki Wodnej „Ochrona przeciwpowodziowa w społeczeństwie informacyjnym", Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej, Warszawa 2002, s. 17-21.

[10] Jeż J.: Biogeotechnika, Wydawnictwo Politechniki Poznańskiej, Poznań 2008.

[11] Migoń P.: Geomorfologia, Wydawnictwa Naukowe PWN, Warszawa 2013.

[12] Mizerski W.: Geologia dynamiczna, Wydawnictwa Naukowe PWN, Warszawa 2015.

[13] Mizerski W.: Geologia Polski, Wydawnictwa Naukowe PWN, Warszawa 2014.

[14] Myślińska W.: Grunty organiczne i laboratoryjne metody ich badania, Wydawnictwa Naukowe PWN, Warszawa 2001.

[15] Wilk K.: Badanie wodoprzepuszczalności gruntów spoistych akumulacji rzecznej, Inżynieria Morska i Geotechnika, Nr 1/2007, IMOGEOR Sp. z o.o., 2007, s.32-36.

PRELIMINARY GEOTECHNICAL RECOGNITION OF THE RIVER VALLEY AREAS OF ALLUVIAL ORIGIN BY APPLICATION THE AERIAL AND SATELLITE PHOTOS

S u m m a r y

The planning of civil investments often requires insightful and multi-criteria analyzes of their rationality. Appropriate geotechnical recognition is one of the factors influencing the cost of the project. A thorough analysis of ground conditions requires a time-consuming and expensive procedure. However, often we identify hazards that can occur in the substrate at early stage of planning. The analysis of aerial and satellite photos may be helpful in this problem. The paper presents the possibilities of using such photos and orthophotomap based on them for preliminary geotechnical analysis of alluvial river valleys. Their use is more commonly through the currently public electronic access to these materials. Traditional topographic maps are not able to reproduce many of the details of the terrain morphology that are useful to interferences for the ground conditions. This paper described the basic fluvial actions shaping the substrate in river valleys and its brief characteristics. Analysis of the morphology of the terrain floodplain terrace, for description of geotechnical conditions, has been exhibited on examples of selected parts of the Wisloka river valley.

Keywords: orthophotomap, aerial and satellite photos, river valleys, geotechnical recognition

Przesłano do redakcji:30.05.2015
Przyjęto do druku:10.01.2016

DOI: 10.7862/rb.2015.212

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (4/15), październik-grudzień 2015, s. 505-518

Ireneusz WYCZAŁEK[1]
Efthymios TSANTOPOULOS[2]

INVESTIGATIONS OVER USING MIRRORS AND PRISMS IN GEODETIC MONITORING OF BUILDING STRUCTURES

The paper describes research works over displacement monitoring system based on distance measurements, which could allow the determination of movements of inaccessible points located on the building structure. Due to the dispersion of tested points over large object as well as to existing difficulties with visibility a method has been elaborated that gives access to points via additional optical elements – flat mirrors and/or rectangular prisms. In order to protect against external influences the reflecting area of the mirror and back wall of the prism were Al+SiO_2-coated.

Two optical devices for laser measurements have been planned and purchased for tests. They have been installed in two-hinge brackets to be able to turn laser beam toward the prism mounted at measured place. Flexible research stand was mounted and two tests were performed for the distance up to almost 30 m: a 100-fold and 10-fold with varying distances. Analysis of the results showed that the designed set of devices allows the cyclic displacement measurement of multiple points located within 50 m from the instrument with an accuracy not worse than ±1 mm.

It has been concluded that proposed approach based on distance measurements can be expanded by angles what should give the opportunity to determine three components of the displacement of test points. It is planned to focus further works on the use of the set: robotic total station + mirrors + reflective targets and control its stability in spatial displacement surveys to inaccessible points located on engineering structures or buildings.

Keywords: Structural Monitoring, Total Station, indirect measurement

[1] Author for correspondence: Ireneusz Wyczałek, Politechnika Poznańska, Instytut Inżynierii Lądowej, 60-965 Poznań, ul. Piotrowo 5, phone 4861 6652 420, e-mail: ireneusz.wyczalek @put.poznan.pl.

[2] Efthymios Tsantopoulos, Erasmus Student at PUT, University of Patras, School of Engineering, University Campus, 26504 Patras, Greece, telefon 00306947862552, e-mail: civ7000@upnet.gr.

1. Introduction

Geodetic survey of displacements of building structures is one of the most popular ways to monitor the geometric state of studied objects because of its high quality confirmed by laboratory tests and various practical applications. Its advantage is the relatively high precision and repeatability of the results. The highest accuracy of ±0.1-0.2 mm can be obtained in vertical displacement surveys by precise geometric leveling. However this method is often being hampered by the lack of accessibility of controlled points by the staff, and sometimes also due overrides or collisions with other objects or parts of the construction. The trigonometric method is then being used. Its advantage is to measure the displacements in both vertical and horizontal directions, as well as to extend this measurement (from one station) to greater number of points.

Generally, the value of vertical displacement is calculated on the base of angular-linear surveys, but – in some unfavorable cases – they may be limited only to distances or only angles. In the past, measurements were limited only to the angles, which was much more accurate than distances [6], but currently linear measurements are comparable in precision and can be taken into account together with angles. This is confirmed by the results of laboratory tests of Total Station Leica 1200 series made by Kirschner and Stempfhuber [3], as well as practical tests of Wojcik et al. [7] concerning surveys of bridges deflections using Leica TPS1203. The results obtained by these authors characterized accuracy (RMSE) of better than 1 mm at 20 m. Similar results were reported by Mazalová et al. [4] and Odziemczyk [5], while on the base on their tests Cosser et al. [1] noticed that TS Leica TCA2003 can be used for bridge monitoring for distances up to 200 m with accuracy of several millimeters.

Measurement of displacements of bridges, roofs or tunnels is being usually made for the distance of several tens of meters, for instance 50, what for angular measurements should guarantee $\mathbf{RMSE} \leq \pm \mathbf{0,5\ mm}$ using 2″-theodolite. The same object can be measured using reflectorless EDM, like Leica Disto, with accuracy of $\pm \mathbf{2\ mm}$ but the target place has to be flat and clean. First tests on such surveys were successfully applied by Bryś and Woźniak (not published) to measure the deflections of the roof girders using Leica Disto. But their solution needs using many EDMs installed in all surveyed locations and to have clear access to the targeting place. When measure distances with motorized TS to precise reflectors it is possible to reach much higher accuracy compared to the method that the reflectors are pointed by the surveyor. This approach gives the advantages of having repeatedly measurements with highest possible accuracy.

If points of interest are not directly visible it is possible to measure through reflections in mirrors. Such idea was the basis for photogrammetric measure-

ment of displacements of the model of cylindrical tank described in doctor dissertation of Wyczałek [8]. The idea was continued by Janusz J. [2] in his investigations on using mirrors in displacement surveys.

Within studies described here we decided to develop ways to measure distances with changing the direction of the laser beam by mirrors on its way to assess the real possibilities and precision of displacement survey made with the use of Total Station Leica 1201+. Two variants of optical mediums had been considered – mirrors and orthogonal prisms – and they were used in a variety of configurations that might be a response to various types of obstacles. The scope of performed tests have been described starting from the formulation of expected parameters of optical elements through design of measuring network, preparing components of the system, testing it and calculation of displacements. Obtained results fully confirmed, and even exceeded, expectations regarding the precision of such solution. The findings indicated the possibility of its application and announced further work on adding angular observations to measure displacements within proposed approach.

2. The design of the measurement set and its configuration

2.1. The principle of measurement displacements using EDM

Linear measurement of displacements is reasonable in cases where other methods may not be used, for example due to the difficult accessibility to test sites of the structure. In principle it is possible to measure distances in reflectorless mode as is proposed by Bryś and Woźniak, but far more accurate and safe is targeting to the retroreflective prisms. Accurate due to technological reasons of rangefinders, safe, because the return prism is a clear target, specialized for such purposes.

The survey of displacements by EDM is possible when adequate direction of observation is ensured. Thus, the measurement of (vertical) deflection of roof or bridge can be made only when rangefinder is vertically oriented (center line in the Figure 1).

Combined measurement of lengths and angles gives the opportunity to correct the distance, according to known geometric rule. Another problem is the measurement to the prism observed at certain angle, but in the case of displacement surveys initial calibration of the system can be made, and with small movements of the target the observation angle remains essentially unchanged.

Another problem is the visibility of targets on the ceiling or bridge beam. The following describes a solution that enables visibility of the beam on the basis of reflections in mirrors or prisms.

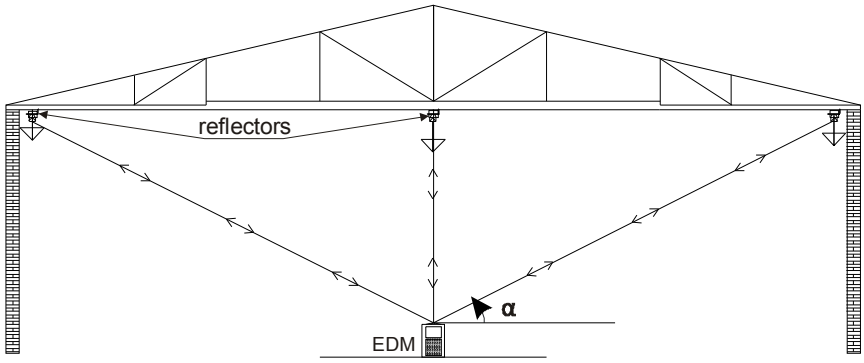


Fig. 1. Configuration of displacement survey of the roof using EDM. Only vertical direction (center line) does not need to measure vertical angles (α)

Rys. 1. Sposób pomiaru przemieszczeń dachu za pomocą dalmierza. Tylko kierunek pionowy (linia pośrodku) nie wymaga pomiaru kątów pionowych (α)

2.2. Using a mirror or prism to measure the vertical displacements

A mirror reflects optical rays in accordance with the known physical principle. To be able to measure joists, the mirror should be mounted in a position which gives the ability to turn the rays toward the target. This can be the place on a pole or pillar supporting the ceiling beams or joists (Fig. 2 on the left). Another solution could be the installation of a rectangular prism on the pole, but in this case the prism would have to be located at the same level as telescope or rangefinder (right site of Fig. 2). Both cases appear to be correct and both are subject of our investigations. It seems, however that it can be easier to make measures with network consisting mirrors.

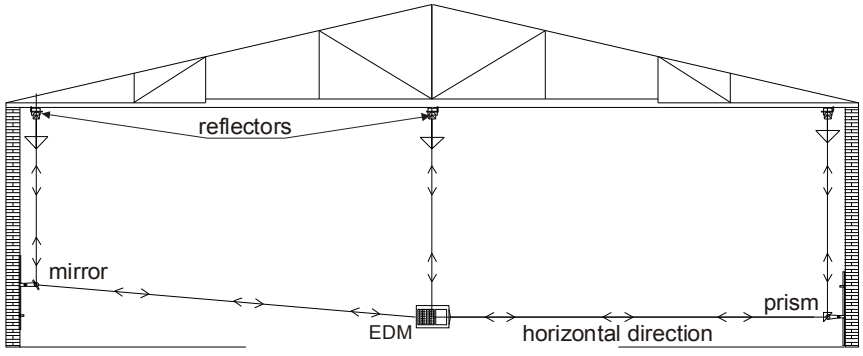


Fig. 2. Considered possibilities of using mirror (left) or prism (right) for measuring displacement using EDM, in comparison with direct measurement (vertical line in the center)

Rys. 2. Rozpatrywane możliwości użycia lustra (po lewej) lub pryzmatu (po prawej) do pomiaru przemieszczenia przy użyciu dalmierza, w porównaniu do pomiaru bezpośredniego (pośrodku)

2.3. Further possibilities of solving measurement network

Survey network that covers changes in the direction of observation can take more complicated forms, including reflections in several mirrors or prisms. Figure 3 shows the planned solution to measure the deflection of ceiling beams of the warehouse from one station of instrument, where not all places of interest are visible directly. In this case, it seems to be necessary to turn the line of sight in horizontal as well as vertical directions. Of course, it is possible to plan more reflections, depending on the situation and the possibilities of the object space.

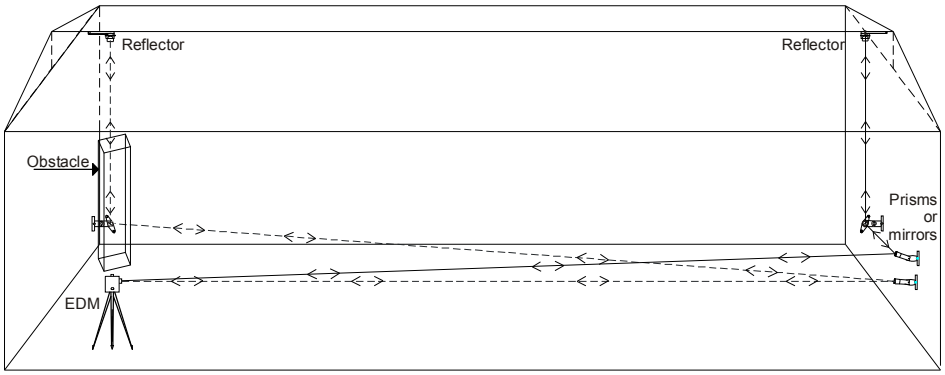


Fig. 3. Expected solution of the net for monitoring the roof from one station of EDM/TS

Rys. 3. Przewidywane rozwiązanie sieci pomiarowej do monitoringu dachu z jednego stanowiska dalmierza/tachimetru

2.4. Design and selection of optical components

It is extremely important that the optical elements do not cause unplanned disturbances in the course of rays. As for the distance, this might not be significant risk to loss the accuracy, but the correctness of reflections should be the basis for operations of such solutions. Moreover, perturbations of the reflections (absorption, scattering of the light) depend on the wavelength. In the case of the use of ′geodetic′ rangefinders, it is the best when mirror elements are optimized for the lengths of 600-700 nm. While the passage through the glass (prism) should not cause additional distortions. The best in this regard seem to be elements of laser optics. They are made of a transparent fabric and are coated with an emulsion selected according to the predetermined wavelength.

For our purposes we selected elements made of UVFS (UV Grade Fused Silica) and coated by thin layer of Al. UVFS is synthetic amorphous silicon dioxide (SiO_2) of extremely high purity. It combines a very low thermal expansion coefficient with good optical qualities and excellent transmittance. Transmission and homogeneity exceed those of crystalline quartz without the prob-

lems of orientation and temperature instability inherent in the crystalline form. Fused silica can be used for both transmissive and reflective optics, especially where high laser damage threshold is required. For our purpose the optics were optimized to the wavelength of 660 nm. Two types of optics have been used:

- Metallic Coated Round Optics (MCRO) – rings of diameter 25 mm Al-coated at front side and protected by SiO_2,
- Right-Angle Prisms (RAP) with long side Al coated – prisms of 25x25x25 mm with back wall being reflective.

All optical elements were protected by plastic casings and mounted on rotating handles in two-axes (see Fig. 4). This way it was possible to install mirrors/prisms on walls or – as it was used by us – on mounting rails (Al profiles). They provide attachment of the element at desired height and turning it in any direction.

2.5. Analysis of the accuracy of the measurement set with reflections

It is assumed that displacement measurements with the use of mirrors or prisms should be made to reflectors (IR mode). This ensures not only the highest precision of distance measurements, but also enables the automation of measurement and supports targeting (by the use of locking mode). The standard precision of rangefinders being in use in monitoring is ±1 mm + 1ppm. The accuracy for a short distance measurement has slight value of ppm component, however it can be further burdened by calibration errors of rangefinder and reflector, as well as handling errors and the influence of the environment. These errors can be significantly minimized. There remains another factor affecting the distance measurements – targeting to the reflector at an angle other than 90°.

Stempfhuber and Kirschner [3] have shown that a set TS Leica 1200 plus 360°-prism provides accuracy up to 1,5 mm in the plane and 2 mm vertically. Although it is repeatable and by measurements from fixed station errors should also be much decreased. In the case of removal and resetting the instrument by successive series of measurement there is still the matter of repeatability of centering. Ideally, such measurements should be carried out from fixed positions, or distances have to be measured to fixed points of reference. Such control survey is always beneficial, in this case the error of displacement is a function of two distances at beginning state and two for the current, what gives:

$$m_{\Delta D} = m_D\sqrt{2+2} = 2 \cdot m_D = \pm 2 \ [mm] \tag{1}$$

Non-parallelism of viewing direction to the vector of movement (as illustrated in Fig. 1) may result in the displacement error:

$$\Delta u = u - \Delta D = \frac{\Delta D}{\cos\alpha} - \Delta D = \frac{\Delta D(1-\cos\alpha)}{\cos\alpha} \tag{2}$$

where: u – vector of displacement,
D – distance from the instrument to the target,
$\Delta D = D_t_i - D_t_0$ – measured displacement (difference between distances determined in two moments of time – t_i and t_0),
$\Delta u = u - \Delta D$ – the error of displacement vector caused by viewing target from the angle $\alpha \neq 0$.

The difference Δu resulting from the observation to the point at a certain angle should be negligible small. Counting that the resulting displacement error should not exceed 10% of its length, the angle α should not be greater than:

$$\frac{\Delta u}{u} = \frac{\frac{\Delta D(1-\cos\alpha)}{\cos\alpha}}{\frac{\Delta D}{\cos\alpha}} = 1 - cos(\alpha) < 10\% \tag{3}$$

what gives $\alpha < 25°$, and for the maximum permissible error of 1% α should be less than 8°. For distances of 30 m it corresponds to 4-meter offset of the station. Such mild influence of misalignment means relatively big freedom in orientation of the instrument in relation to the observed point.

We conclude that the errors of displacement of points (reflectors) measured only by the EDM should not be greater than ± 2 mm, allowing for a fairly large freedom of measurements.

3. Research tests

In order to evaluate the technical capabilities and the precision of displacement survey using EDM and a set of mirrors a series of tests involving different measurement network configurations have been planned and carried out. The main aim was to redirect the rays by mirrors or prisms in their way to the reflector and automatically measure the distances. The test field covered robotic total station (RTS) mounted on stable frame, two rails for installing optical elements, and typical prisms mounted on tribrach or mounting rails. Tests were made in two configurations – for shorter and longer range of sides. The net was measured few times by different instruments and obtained results proved to be very similar. As representative for this paper was selected two series measured by Robotic Total Station Leica TCRP 1201+.

3.1. Test for short distances

Short test network has been created to see and analyze accuracy of different ways of rays through prisms and mirrors to targets (reflectors). The net is illustrated in figure 4. Total station has been mounted on a solid frame at-

tached to the wall, and racks for optical devices – to the fixed elements of laboratory equipment. The network consists of the following configurations:

1) reflection in a rectangular prism down to the reflector – distance of 3.1 m,
2) reflection in the mirror in the direction of the reflector – distance 5.8 m,
3) reflection from the mirror through the prism to reflector – distance 6.9 m,
4) reflection in two mirrors to the reflector – distance 6.5 m.

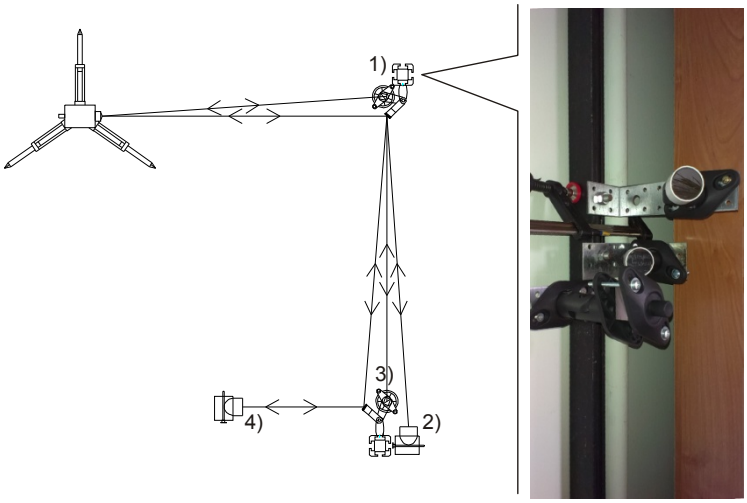


Fig. 4. Four configurations of test survey (as depicted in the paper) – sketch of the net and picture of first node containing two mirrors (upper) and prism (bottom)

Rys. 4. Cztery konfiguracje pomiaru testowego (jak opisano powyżej) – szkic sieci i zdjęcie pierwszego węzła zawierającego dwa lustra (wyżej) i pryzmat (na dole)

The EDM beam was directed so that it run roughly horizontally or vertically, within the limits of non-compliance that ensures no more than 1% loss of accuracy of displacement determination. As targets we used standard reflectors typically used in tacheometry. Prisms and targets were fixed for the time of measurements.

The test was named as ′100×4′, what means that the distances to four targets (reflectors) were measured 100 times. For this purpose in the instrument was set the task for making serial survey and the function for automatic search of signal peaks in the prism (ATR). As a 'zero readings' we have taken average reading of the first 10 series.

Preliminary analysis of the results showed that they have similar accuracies in the whole set and do not change over the time. Consequently, the summary statement was made (Table 1), including the identification of minimum and maximum differences in terms of zero reading, the discrepancy between these differences and the mean error (RMSE).

The spread of the results never exceed ±0,7 mm, wherein the extreme values (ie. greater than ±0,5 mm) are only incidentally found in the whole set of observations. The standard deviations calculated for the entire set of results are not worse than ±0,2 mm and are almost identical in all the blocks of the 20-readings. Similar repeatability – not exceeding 0,1 mm – occurs in all statistics.

Table 1. Summary of results for test '100×4': above – whole set, below – five blocks of 20 readings. Results are written in millimeters

Tabela 1. Zestawienie wyników dla testu '100×4': powyżej – cały zestaw, poniżej – pięć bloków po 20 odczytów. Wyniki zapisane w milimetrach

	1 to 100			
	min	max	range	σ
3,1	-0,2	0,4	**0,6**	**0,13**
5,8	-0,3	0,4	**0,7**	**0,16**
6,9	-0,4	0,3	**0,7**	**0,18**
6,5	-0,3	0,4	**0,7**	**0,14**

1 to 20				21 to 40				41 to 60				61 to 80				81 to 100			
min	max	range	σ	min	max	range	σ	min	max	range	σ	min	max	range	σ	min	max	range	σ
-0,2	0,3	**0,5**	**0,15**	-0,2	0,2	**0,4**	**0,10**	-0,2	0,3	**0,5**	**0,13**	-0,2	0,3	**0,5**	**0,14**	-0,2	0,4	**0,6**	**0,14**
-0,2	0,3	**0,5**	**0,13**	-0,2	0,4	**0,6**	**0,15**	-0,3	0,4	**0,7**	**0,17**	-0,2	0,4	**0,6**	**0,16**	-0,2	0,4	**0,6**	**0,19**
-0,4	0,3	**0,7**	**0,16**	-0,3	0,2	**0,5**	**0,18**	-0,4	0,3	**0,7**	**0,19**	-0,4	0,3	**0,7**	**0,19**	-0,3	0,3	**0,6**	**0,19**
-0,3	0,3	**0,6**	**0,13**	-0,3	0,4	**0,7**	**0,15**	-0,2	0,3	**0,5**	**0,11**	-0,2	0,4	**0,6**	**0,15**	-0,2	0,4	**0,6**	**0,17**

3.2. Test in the range up to 28 m

Next test was carried out in a different configuration so as to trace the results of measurement over longer distances. In addition, a control measurement performed on the farthermost mirror observed by three reflections. It was found that each serie of 20-reading will be preceded by a change of position of farthest mirror. For this purpose was used a sliding device made earlier in the laboratory of geodesy at PUT which is shown in the picture below (Fig. 5).

Seven series of measurements were performed (test ′7×20″4′):

1) reflection in a rectangular prism down to the reflector – distance 2,9 m,
2) reflection from the mirror through the prism to the reflector – distance 15,4 m,
3) reflection in three mirrors to the movable reflector – distance 27,3 m,
4) direct measurement to the movable reflector – distance 3,3 m.

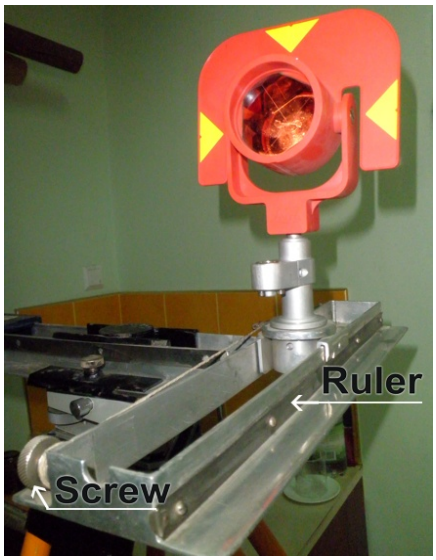


Fig. 5. Reflector mounted on sliding device with screw and the ruler to measure displacements
Rys. 5. Reflektor zamocowany na urządzeniu przesuwnym z podziałką do pomiaru przesunięcia

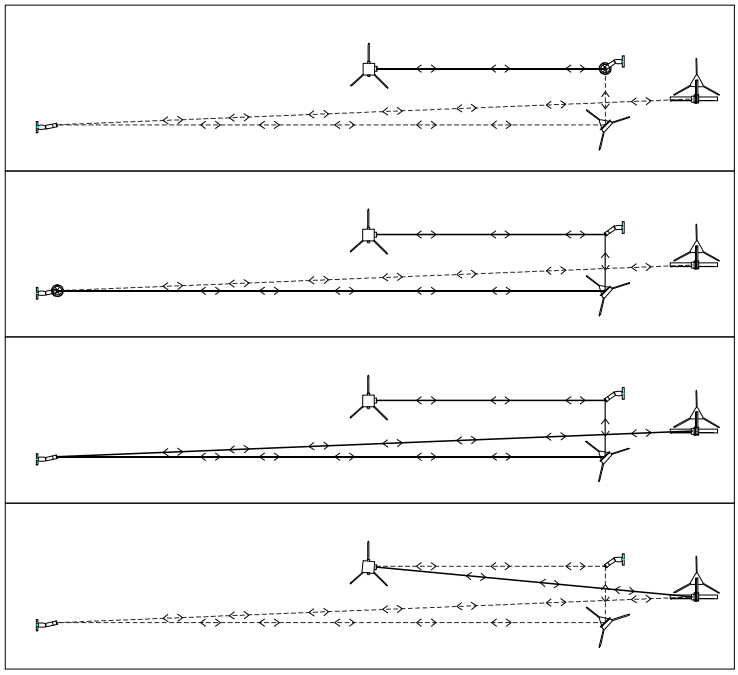


Fig. 6. Four variants of ways of rays in the test 2, as described in the paper
Rys. 6. Cztery warianty przebiegu promieni w teście 2, jak opisano w pracy

Table 2. Summary of results for test '7×20˟4' (seven series in two parts)

Tabela 2. Zestawienie wyników testu '7×20˟4' (siedem serii w dwóch częściach)

	serie '0'				serie '1'				serie '2'			
	min	max	**range**	**σ**	min	max	**range**	**σ**	min	max	**range**	**σ**
2,9	-0,2	0,2	**0,4**	**0,13**	-0,4	0,4	**0,8**	**0,24**	-0,3	0,3	**0,6**	**0,22**
15,4	-0,4	0,4	**0,8**	**0,19**	-0,3	0,6	**0,9**	**0,27**	-0,3	0,6	**0,9**	**0,33**
27,3	-0,2	0,4	**0,6**	**0,16**	3,5	4,0	**0,5**	**0,15**	17,2	17,7	**0,5**	**0,10**
3,3	-0,2	0,2	**0,4**	**0,11**	3,6	4,0	**0,4**	**0,14**	16,5	17,2	**0,7**	**0,16**

serie '3'				serie '4'				serie '5'				serie '6'			
min	max	**range**	**σ**	min	max	**range**	**σ**	min	max	**range**	**σ**	min	max	**range**	**σ**
-0,4	0,3	**0,7**	**0,18**	-0,3	0,2	**0,5**	**0,18**	-0,4	0,3	**0,7**	**0,16**	-0,4	0,4	**0,8**	**0,20**
-0,3	0,6	**0,9**	**0,23**	-0,4	0,5	**0,9**	**0,27**	-0,2	0,7	**0,9**	**0,27**	-0,1	0,5	**0,6**	**0,18**
23,9	24,4	**0,5**	**0,14**	-15,6	-15,2	**0,4**	**0,13**	-21,6	-21,2	**0,4**	**0,11**	-25,6	-25,3	**0,3**	**0,09**
22,9	23,3	**0,4**	**0,11**	-15,0	-14,5	**0,5**	**0,17**	-20,6	-20,1	**0,5**	**0,14**	-24,5	-24,2	**0,3**	**0,09**

3.3. Evaluation of the results

Based on performed tests it was found that:

1) at the range up to almost 30 m and reflection of the beam in two or three mirrors, there is not a significant decrease in accuracy in measuring displacements in relation to the direct measurement,
2) better results were obtained with the reflection from the mirrors than prisms,
3) the average results of 20-fold measurement provides accuracy of designation of displacement – expressed by scattering results – from 0,5 mm (pass through the mirror) to 0,8 mm (prisms) and average errors no more than: ± 0,15 and ± 0,3 mm, respectively.

Similar studies were repeated using the Leica TS15 1203 and Trimble S3 2" Robotic Total Stations, yielding comparable results – more closer when using the other Leica. By reducing the number of series to 10 accuracy (deviations) of measurement shall not decrease accuracies more than to 1,0 mm.

3.4. Extrapolation of the results for long distance measurement

We propose small round mirrors with 25mm diameter to redirect the line of sight. To measure long distances to typical reflectors (diameter 50 mm or 25 mm) this intermediate mirror should lie not far than half a way from instrument to see whole reflector. We made tests which show that this is not necessary – even if the distance between the mirror and the target is as small as 1m, the distance can be successfully measured. So, the maximum range of measurement depends only on expected error of displacement. Based on the results obtained in our tests we can remark, that with the 95% accuracy of ±1 mm it is possible to measure to the distance of about 50 m.

The problem is only when due to the substantial displacement of the target it will not be seen through the mirror. If direction of sight is along the displace-

ment vector this problem should be avoided. Thus, to measure displacements with double change of direction, the main requirement is to ensure that the last section of the course of the beam was consistent with the expected direction of displacement within 8°.

4. Conclusions and future works

The subject of the study was solution and test of a measurement system, which based on distance measurements could allow the determination of the size of movements of inaccessible points on the building structure. Due to the dispersion of tested points on a large object space as well as to existing difficulties with visibility a method to access to points via additional optical elements has been elaborated. Two types of them was taken into account – (i) flat mirrors and (ii) rectangular prisms. Mirrors performs the physical law of specular reflection, wherein the falling and reflected rays lie in one plane. Distance measurements are devoid of effect of specular reflection and appropriate targeting of the beam enables the observation of the test point in the direction of expected movement. For its proper operation the mirror is covered by reflective coating, so it is sensitive to impact of (mechanical and chemical) environment.

Using a prism instead of the mirror is more intuitive for directing beam at right angle, as is in the case of horizontal telescope and redirection of the beam to be vertical. In order to perform the measurement the back wall of the prism is Al-coated, which also allows it to protect against external influences.

In order to implement presented idea two optical devices for laser measurements have been planned and purchased. They have been bounded and installed in two-hinge brackets to be able to turn laser beam toward the prism mounted in measured place. Flexible research stand was mounted and two tests were performed on the basis of it: (i) for a short distance measurement and (ii) for the distance up to almost 30 m – both versions in 4 variants. Two series of measurements have been performed: a 100-fold and 10-fold with varying distances. Analysis of the results showed that the projected suit allows the cyclic displacement measurement of multiple points located within 50 m from the instrument with an accuracy of no more than ±1 mm.

The proposed approach based on distance measurements can be expanded with angles that would give the opportunity to determine three components of the displacement of test points. It is planned to focus further works on the use of the set robotic total station+mirrors+reflective targets in spatial displacement surveys to inaccessible points located on engineering objects or buildings. The next problem to be solved is precision control of stability of the mirrors.

Bibliography

[1] Cosser E., Roberts G.W., Meng X., Dodson A.H., 2003: Measuring the dynamic deformation of bridges using a total station. Proceedings, 11th FIG Symposium on Deformation Measurements, Santorini, Greece (Available, 05.05.2015 at http:// www.fig.net/commission6/santorini/I-Monitoring Static and Dyn/I9.pdf).

[2] Janusz J., 1993: Metoda wyznaczania przemieszczeń punktów z wykorzystaniem odbić zwierciadlanych, Prace Instytutu Geodezji I Kartografii, XL, 1(88): 67-84.

[3] Kirschner H., Stempfhuber W., 2008: The kinematic potential of modern tracking total stations - a state of the art report on the Leica TPS1200+, Proceedings of the 1st International Conference on Machine Control & Guidance, June 24-26 Zurich Switzerland s. 51-60.

[4] Mazalová J., Valentová K., Vlčková L., 2009: Testing of the accuracy of Leica TCRP 1201 total stations, Topcon GPT-7001 and Topcon GPT-8203M. Acta Montanistica Slovaca, 14 (1): 69-74.

[5] Odziemczyk W., 2014: Analysis of deformations of the skylight construction at the main hall of the Warsaw University of Technology, Reports on Geodesy and Geoinformatics, 97: 35-46.

[6] Wójcik M., 1996: Niwelacja trygonometryczna w zastosowaniach inżynierskich. Wydawnictwo Politechniki Poznańskiej, Poznań.

[7] Wójcik M., Wyczałek I., Nowak R., 2013: Test precyzyjnego tachimetru zmotoryzowanego pod kątem jego użycia do pomiarów pionowych przemieszczeń konstrukcji mostowych. Archiwum Instytutu Inżynierii Lądowej, Politechnika Poznańska, 15: 145-156.

[8] Wyczałek I., 1991: Wykorzystanie przystawek zwierciadlanych w fotogrametrycznych pomiarach przemieszczeń, Akademia Górniczo-Hutnicza (PhD theses).

BADANIA NAD UŻYCIEM LUSTER I PRYZMATÓW W GEODEZYJNYM MONITORINGU KONSTRUKCJI BUDOWLANYCH

S t r e s z c z e n i e

Praca opisuje badania nad systemem pomiarowym bazującym na pomiarach odległości, który pozwoliłby na określenie przemieszczeń niedostępnych punktów na konstrukcji budowlanej. Z uwagi na rozproszenie punktów badanych na rozległej przestrzeni obiektu, jak też z powodu utrudnień w widoczności, opracowano metodę umożliwiającą dostęp do punktów za pośrednictwem dodatkowych elementów optycznych – płaskich luster i/lub pryzmatów. W celu ochrony tych elementów przed wpływem czynników zewnętrznych powierzchnia odblaskowa lub tylna ściana pryzmatu zostały pokryte warstwą Al + SiO_2.

Zaprojektowano i poddano testom dwa urządzenia optyczne do pomiarów laserowych. Zostały one połączone i zamontowane na pochylnych wspornikach umożliwiających przekierowanie wiązki laserowej w kierunku pryzmatu w mierzonym miejscu. Skonstruowano elastyczną podporę i przeprowadzono dwa testy na odległość do niemal 30 m. Wykonano dwie serie pomiarów: 100-krotny i 10-krotny, oba na kilka różnych odległości. Analiza uzyskanych wyników wykazała, że zaprojektowany zestaw umożliwia cykliczne pomiary przemieszczeń wielu punktów zlokalizowanych do 50 m od stanowiska instrumentu, z dokładnością nie gorszą niż ±1 mm.

Stwierdzono, że zaproponowane rozwiązanie oparte na pomiarach odległości może zostać rozbudowane o pomiary kątowe, co powinno sprawić sposobność wyznaczania trzech składowych przemieszczenia badanych punktów. Planuje się skupić przyszłe badania na użyciu zestawy tachimetr+lustra+odblaskowe cele w pomiarach przemieszczeń przestrzennych do niewidocznych punktów zlokalizowanych na obiektach inżynierskich lub budowlanych. Następnym problemem planowanym do rozwiązania jest ścisła kontrola stałości luster poprzez pomiar znaczków kontrolnych na ich obudowie.

Słowa kluczowe: monitoring strukturalny, tachimetr, pomiary pośrednie

Przesłano do redakcji:30.05.2015
Przyjęto do druku:10.01.2016

DOI: 10.7862/rb.2015.213

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (4/15), październik-grudzień 2015, s. 519-530

Paweł ŻWIREK[1]

WYBRANE ZAGADNIENIA STOSOWANIA NOMINALNIE PŁASKICH BLACH FAŁDOWYCH I PANELI SAMONOŚNYCH DO REALIZACJI DACHÓW ZAKRZYWIONYCH

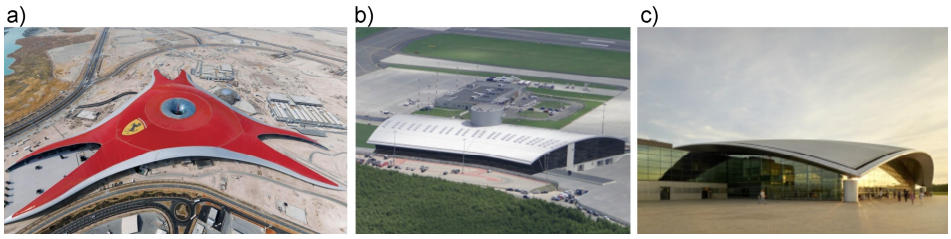
W przypadku reprezentacyjnych obiektów o rozległym rzucie poziomym, takich jak: hale widowiskowo-sportowe, stadiony, terminale lotnicze, parki rozrywki itp. projektanci często stosują dachy o złożonej geometrii. Projektując tego typu dachy należy odpowiednio wcześnie przeprowadzać analizy techniczno-ekonomiczne pozwalające przyjąć rozwiązania konstrukcyjne oraz technologie, które z jednej strony zapewnią odpowiednią ochronę wnętrza obiektu przed wpływami środowiskowymi, a z drugiej strony zagwarantują odpowiedni efekt estetyczny oraz trwałość - przy jednoczesnym zachowaniu określonego poziomu cenowego. Zdecydowanie największe możliwości w zakresie swobodnego kształtowania geometrii dachu oferują konstrukcje stalowe. W pracy zostaną omówione wybrane zagadnienia związane ze stosowaniem nominalnie płaskich blach fałdowych oraz paneli samonośnych przy realizacji dachów o złożonej geometrii na przykładzie dachu terminalu lotniczego w Rzeszowie-Jasionce. Nominalnie płaskie blachy trapezowe oraz samonośne panele dachowe, w połączeniu z odpowiednio zaprojektowaną konstrukcją stalową, pozwalają na wykonywanie skomplikowanych pod względem geometrycznym, estetycznych oraz funkcjonalnych dachów. Podjęcie decyzji o zastosowaniu nominalnie płaskich elementów, które w trakcie montażu będą w sposób kontrolowany deformowane musi być poprzedzone odpowiednimi analizami w zakresie geometrii oraz wpływu sił generowanych przez wprowadzone deformacje na nośność elementów. Szczególnie w przypadku blach fałdowych wpływ wygięcia wstępnego na nośność może okazać się istotny. Stosowanie nominalnie płaskich elementów w miejsce elementów zakrzywionych (blach i paneli) wpływa na obniżenie kosztów realizacji inwestycji.

Słowa kluczowe: blachy fałdowe, panele samonośne, dachy zakrzywione

[1] Autor do korespondencji: Paweł Żwirek, Politechnika Krakowska, ul. Warszawska 24, 31-155 Kraków. 12 628 20 33, pzwi@pk.edu.pl

1. Wstęp

W przypadku reprezentacyjnych obiektów o rozległym rzucie poziomym, takich jak: hale widowiskowo-sportowe, stadiony, terminale lotnicze, parki rozrywki itp. projektanci chętnie stosują dachy o złożonej geometrii. Projektując tego typu dachy należy odpowiednio wcześnie przeprowadzać analizy techniczno-ekonomiczne pozwalające przyjąć rozwiązania konstrukcyjne oraz technologie, które z jednej strony zapewnią odpowiednią ochronę wnętrza obiektu przed wpływami środowiskowymi, a z drugiej strony zagwarantują odpowiedni efekt estetyczny oraz trwałość - przy jednoczesnym zachowaniu określonego poziomu cenowego. Zdecydowanie największe możliwości w zakresie swobodnego kształtowania geometrii dachu dają konstrukcje stalowe. Cechą wspólną obiektów przedstawionych na rys. 1 jest zastosowanie stalowej konstrukcji prętowej pokrytej nominalnie płaskimi blachami trapezowymi oraz aluminiowymi panelami samonośnymi [9, 11, 12]. W pracy zostaną omówione wybrane zagadnienia związane ze stosowaniem zarówno nominalnie płaskich blach fałdowych, jak również nominalnie płaskich paneli samonośnych przy realizacji dachów o złożonej geometrii na przykładzie dachu terminalu lotniczego w Rzeszowie-Jasionce.



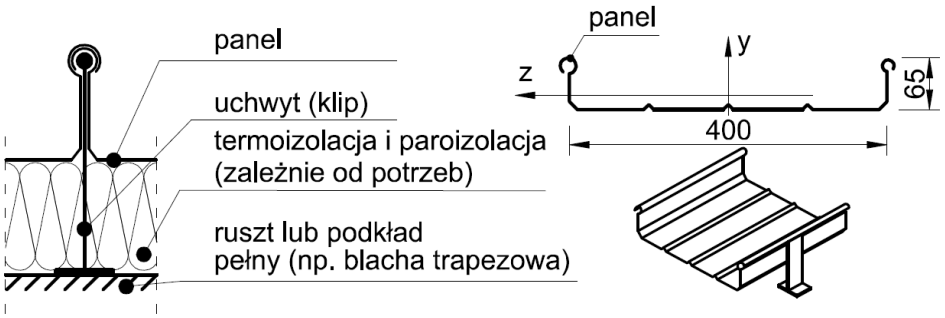
Rys. 1. Przykłady dachów pokrytych samonośnymi panelami metalowymi: a) Ferrari World Abu Dhabi [13], b) terminal lotniczy w Łodzi [14], d) terminal lotniczy w Rzeszowie Jasionce [10]

Fig. 1. Examples of roofs covered with self-supporting metal panels: a) Ferrari World Abu Dhabi [13], b) air terminal in Łódź [14], d) air terminal in Jasionka Rzeszów [10]

2. Opis technologii

Opis technologii produkcji oraz zagadnienia konstrukcyjne związane ze stosowaniem samonośnych paneli metalowych – nie tylko nominalnie płaskich – zostały szerzej omówione przez autora w pracy [15]. Systemy pokryć dachowych wykonywanych z samonośnych paneli metalowych [5, 6, 9, 11, 12] składają się z uchwytów nazywanych klipami oraz samonośnych paneli metalowych (por. rys. 2). Klipy stanowią punktowe podparcie dla paneli dachowych. Stosowana pod panelami miękka wełna mineralna pełni jedynie funkcję termoizolacji - nie uczestniczy w przenoszeniu obciążeń powierzchniowych z paneli na warstwy przegrody dachowej znajdujące się pod termoizolacją (por. rys. 2).

Okoliczność tą należy uwzględnić przy wymiarowaniu elementów, do których mają być przykręcone klipy.



Rys. 2. Elementy składowe systemu samonośnych paneli dachowych oraz przykładowe wymiary panela dachowego [15]

Fig. 2. Component elements of the system of self-supporting roof panels and example dimensions of the roof panel [15]

Coraz wyższe wymagania w zakresie izolacyjności cieplnej przegród budowlanych spowodowały, że pierwotnie aluminiowe klipy są zastępowane przez klipy z tworzyw sztucznych, np. ultramidu A3WG10 wzmocnionego włóknem szklanym, który cechuje się dużą wytrzymałością, niskim współczynnikiem tarcia oraz jednocześnie niskim współczynnikiem przewodzenia ciepła λ=0,37 W/(m·K).

Ze względu na trwałość, niską wagę oraz łatwość formowania panele przeważnie wykonywane są jako aluminiowe. Przykładowy kształt przekroju poprzecznego panelu dachowego przedstawia rys. 2. Panele dachowe mogą być produkowane na budowie w specjalnych urządzeniach zwanych rollformerami (rys. 3a) i mogą mieć długość kilkudziesięciu metrów - równą wymiarowi połaci dachowej (rys. 3b). Sąsiednie panele łączone są przez mechaniczne zaciskanie rąbka (rys. 3c), które z jednej strony zapobiega oderwaniu pokrycia przez wiatr, a z drugiej strony nie krępuje odkształceń termicznych (poślizg paneli na główkach klipów) oraz umożliwia odprowadzanie wilgoci spod paneli.

W najprostszych rozwiązaniach stosuje się panele prostoliniowe o stałym przekroju poprzecznym (rys. 2). Niemniej jednak posiadany przez producentów park maszynowy pozwala na wykonywanie niezwykle skomplikowanych, pod względem geometrycznym, pokryć dachowych (por. rys 9).

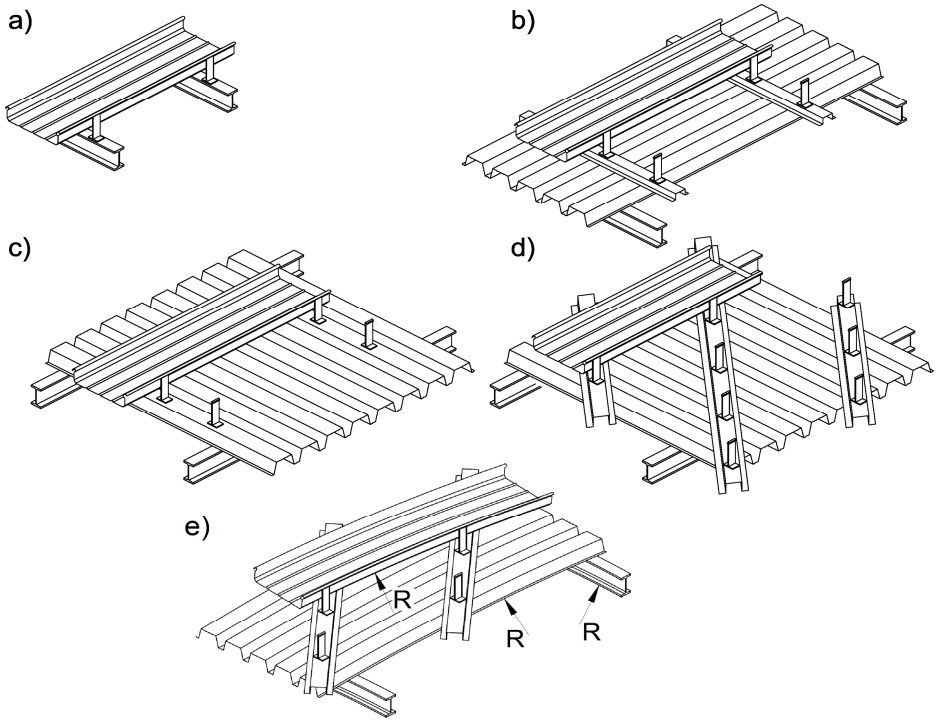
Na rys. 4 przedstawiono różne rozwiązania konstrukcyjne przegród dachowych z pokryciem wykonanym z samonośnych paneli metalowych montowanych za pośrednictwem klipów bezpośrednio na ruszcie stalowym (rys. 4a) lub na blasze trapezowej (rys. 4 b÷e). Rozwiązania przedstawione na rys. 4 a÷d zostały szczegółowo omówione przez autora w pracy [15]. W przypadku terminala lotniczego w Rzeszowie Jasionce zastosowane zostało

rozwiązanie przedstawione na rys. 4e, które opisano w p. 3 niniejszego artykułu.



Rys. 3. a) produkcja paneli w rollformerze, b) układnie paneli na klipach, c) zaciskanie rąbków podłużnych

Fig. 3. a) production of panels in rollformer, b) laying of panels at the clips, c) tightening oblong hems

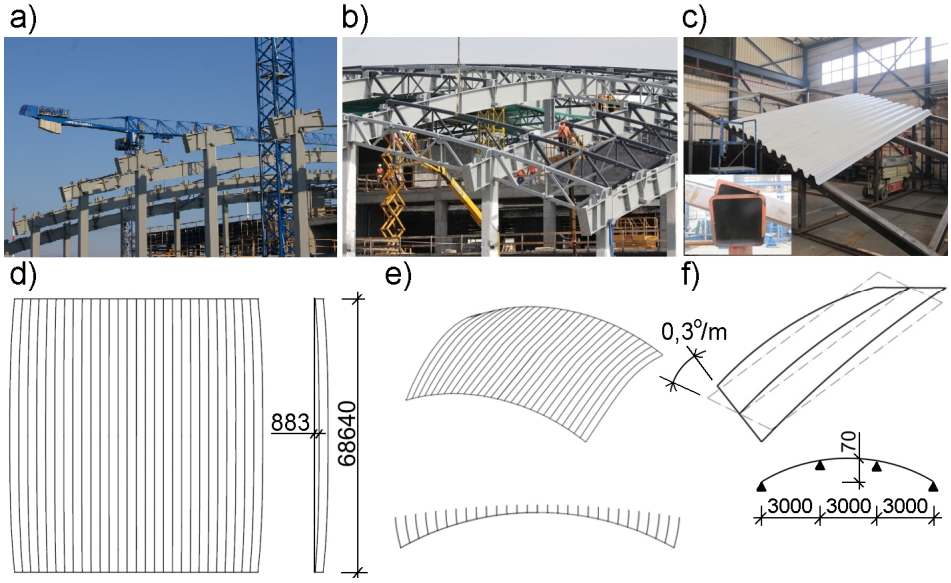


Rys. 4. a÷d) przykładowe rozwiązania dachów z poryciem z paneli samonośnych wg [15] e) rozwiązanie zastosowane na dachu terminala lotniczego w Rzeszowie-Jasionce

Fig. 4. a ÷ d) examples of solutions of the roofs with covering with self-supporting panels according to [15] e) solution applied on the roof of an air terminal in Rzeszow-Jasionka

3. Przykłady realizacji

Dach terminala lotniczego w Rzeszowie-Jasionce o kształcie przedstawionym na rys. 1c, 5e został w całości wykonany z zastosowaniem nominalnie płaskich arkuszy blach fałdowych oraz samonośnych paneli dachowych o stałej szerokości. Konstrukcja nośna dachu składa się z zakrzywionych dźwigarów pełnościennych oraz przebiegających prostopadle do nich zakrzywionych płatwi kratowych (rys. 5b) z odpowiednio ukształtowanymi pasami górnymi (rys. 5c). Na płatwiach ułożona jest nominalnie płaska blacha trapezowa Arcelor Mittal ACP 135/315/1,0 (w układzie jednoprzęsłowym lub trójprzęsłowym - por. rys. 6) ze stali S320GD mocowana do płatwi za pomocą kołków wstrzeliwanych Hilti X-ENP 19. Sąsiednie arkusze blachy są połączone wkrętami samowiercącymi Koelner OC-48022.



Rys. 5 a), b) widok konstrukcji stalowej w trakcie montażu, c) próbny montaż blachy trapezowej, d) e) model połaci dachowej aproksymowanej za pomocą zbioru kolejnych pasm o stałej szerokości, f) wstępna deformacja arkusza blachy

Fig. 5. a), b) view of the steel structure in the course of the assembly, c) test assembly of the metal trapezoidal sheet , d) e) model of the roof slope approximate with the set of another bands about the permanent width, f) preliminary deformation of the metal sheet

Na blasze trapezowej wyklejona jest samoprzylepna paroizolacja Kalzip z folią aluminiową. Termoizolacja wykonana jest z dwóch warstw wełny mineralnej Rockwool o łącznej grubości 220 mm. Klipy aluminiowe Kalzip L120 z podkładką termiczną DTK5 przykręcane są za pomocą wkrętów Ejot JT3-X-2-6,0x36 do profili kapeluszowych o ukośnym przebiegu względem fałd blachy

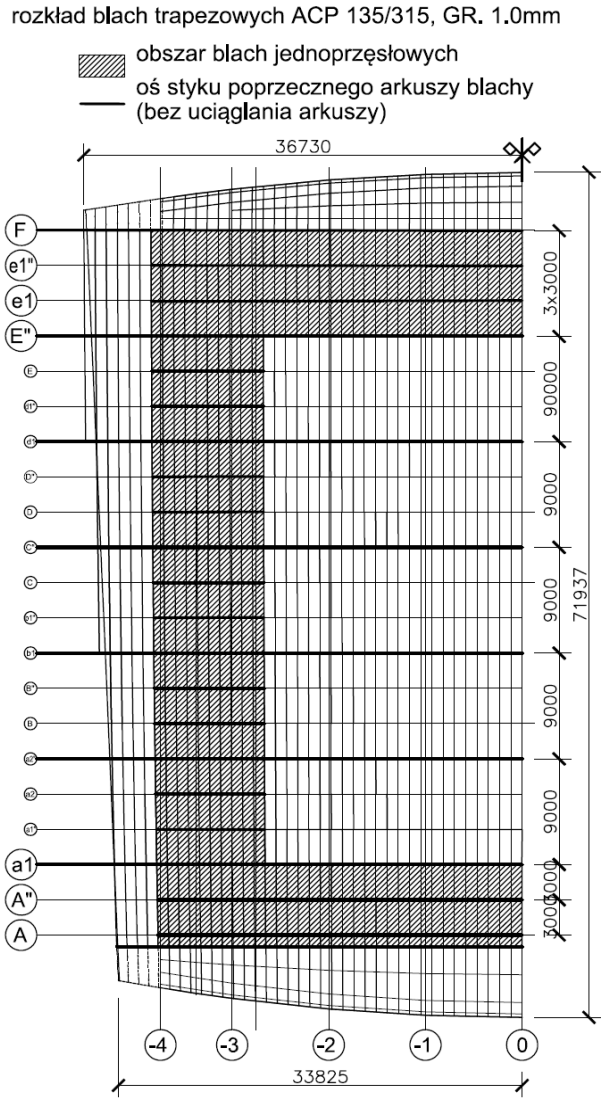
(por. rys. 4d). Warstwę zewnętrzną stanowią aluminiowe samonośne panele dachowe Kalzip o profilu 65/400 i grubości 0,9mm. Układ elementów konstrukcyjnych przegrody dachowej przedstawia rys. 4e. Ze względu na kształt połaci dachowej nie było możliwe ułożenie samonośnych paneli dachowych wyłącznie prostopadle lub równolegle do fałd blachy trapezowej (por. rys. 4 b,c). Z tego powodu zastosowane zostało rozwiązanie przedstawione na rys. 4e z ukośnym przebiegiem profili kapeluszowych, za pośrednictwem których klipy są mocowane do blach trapezowych. Rozwiązanie takie powoduje bardziej równomierne obciążenie blach trapezowych aniżeli w przypadku rozwiązania przedstawionego na rys. 4b, gdzie obciążenie jest przekazywane liniowo (na kolejne fałdy blachy w tej samej odległości od podpory), czy też rozwiązania przedstawionego na rys. 4c - gdzie obciążenia z paneli przekazywane są punktowo

3.1. Blacha trapezowa

Ze względu na zakrzywiony kształt połaci dachowej naturalne wydawało się zastosowanie blach fałdowych łukowych. Należy jednak podkreślić, że powierzchnia połaci dachowej terminala lotniczego w Rzeszowie-Jasionce cechuje się zróżnicowanymi wartościami promienia krzywizny.

Wspomniana okoliczność spowodowałaby konieczność stosowania blach trapezowych łukowych o zróżnicowanych promieniach krzywizny. Niewielki asortyment blach łukowych, w porównaniu z blachami płaskimi, oraz wyższa cena jednostkowa związana m.in. z wyższymi kosztami produkcji i transportu sprawiła, że przeanalizowano możliwość wykonania pokrycia dachu z blach płaskich wyginanych w trakcie montażu. Poszczególne fałdy pierwotnie płaskich arkuszy blach fałdowych miały być w trakcie montażu wstępnie wyginane w kierunku podłużnym i poprzecznym, skręcane oraz odkształcane poprzecznie na skutek zamierzonej zmiany szerokości fałd [7] (por. rys. 5f). Aby oszacować wielkość wspomnianych deformacji opracowano trójwymiarowy model komputerowy połaci dachowej, która następnie została aproksymowana za pomocą kolejno ułożonych obok siebie pasm o stałej szerokości (por. rys. 5 d,e) – zbliżonej do szerokości krycia pojedynczej blachy trapezowej. Największe deformacje występowały w obrębie pasm skrajnych oraz w rejonie naroży połaci dachowej. Aby uzyskać aproksymację kształtu skrajnego pasma (rys. 5d) za pomocą zbioru trójprzęsłowych arkuszy blachy o długości 9,000m należało skręcać osie kolejnych arkuszy o około $0{,}7^{o}$. Przy szerokości krycia pojedynczego arkusza blachy 3x315=945mm dawało to różnicę długości zakładu na końcach arkusza o wartości 945tg(0,7)=11mm. Przeprowadzone próby wykazały możliwość zastosowania takiego rozwiązania. Deformacje związane ze skręceniem (por. rys. 5f), zmianą szerokości oraz wygięciem poprzecznym arkuszy blachy nie budziły wątpliwości osiągając wartości porównywalne do tolerancji wykonania blach [3]. Wartość strzałki wygięcia wstępnego arkusza blachy

70/9000=1/128 (por. rys. 5f) mogła się wydawać stosunkowo mała, jednak jak wykazały późniejsze analizy miała ona duży wpływ na nośność blachy [4].



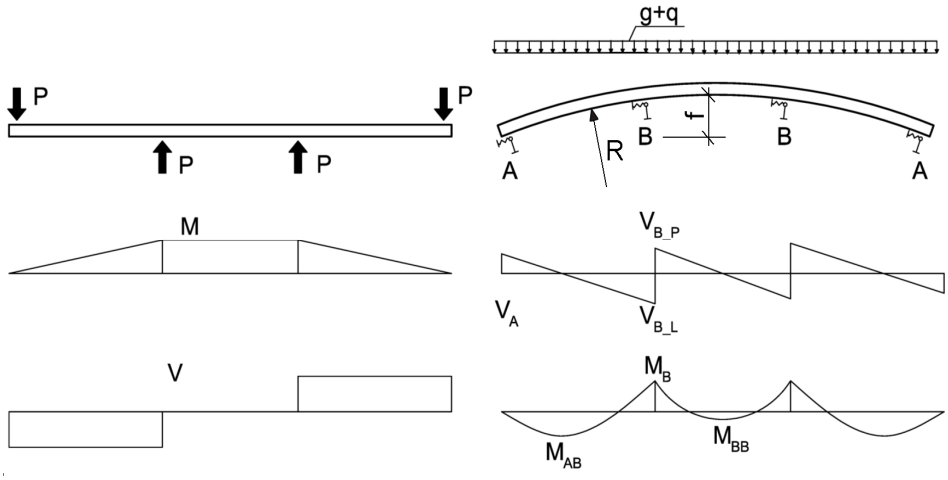
Rys. 6. Podział blach trapezowych na dachu terminala lotniczego w Rzeszowie-Jasionce

Fig. 6. Allocation of metal trapezoidal sheets on the roof of an air terminal in Rzeszow-Jasionka

Wpływ wygięcia wstępnego na nośność wieloprzęsłowej blachy fałdowej może być uwzględniony w obliczeniach poprzez superponowanie: sił przekrojowych powstających od wygięcia wstępnego oraz sił od obciążeń zewnętrznych (rys. 7).

Przykładowo dla blachy ACP 135/315/1,0 w układzie trójprzęsłowym, obciążonej obciążeniem o wartości obliczeniowej 3,0 kN/m2 zestawiono na rys. 7 wartości sił przekrojowych dla różnych wartości strzałek wygięcia *f*.

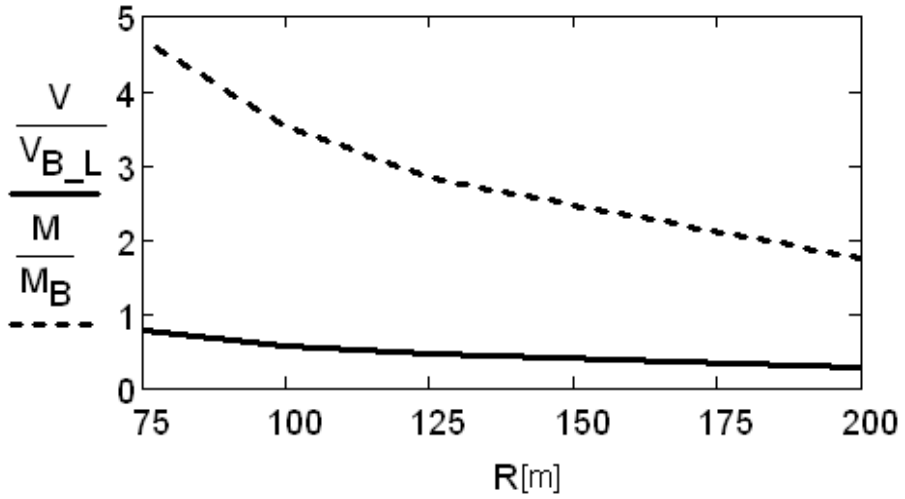
Na rysunku 8 pokazano jak zmienia się relacja pomiędzy siłami przekrojowymi od wygięcia wstępnego a siłami od obciążeń zewnętrznych (por. rys. 7). Jak widać dla analizowanych promieni krzywizny dachu siła poprzeczna od wygięcia wstępnego jest porównywalna z siłą poprzeczną od obciążeń zewnętrznych. Natomiast wartość momentu zginającego nad podporą pośrednią od wygięcia wstępnego blachy może być nawet 5. krotnie większa od momentu generowanego przez ciężar własny i obciążenia zmienne (śnieg) – mimo wspomnianych wcześniej raczej niewielkich strzałek wygięcia wstępnego blachy. Wpływ wygięcia wstępnego na nośność blach fałdowych został szerzej omówiony w pracy [4].



1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
			wygięcie wstępne		ciężar własny + śnieg							
Lp	R [m]	f [mm]	P,|V| [kN/m]	M [kNm/m]	N_{AB} [kN/m]	N_{BB} [kN/m]	M_{AB} [kNm/m]	M_B [kNm/m]	M_{BB} [kNm/m]	V_A [kN/m]	V_{B_L} [kN/m]	V_{B_P} [kN/m]
1	200	52	1,58	-4,75	-0,73	-0,45	2,16	-2,70	0,68	3,60	-5,40	4,50
2	125	83	2,53	-7,60	-1,16	-0,70	2,16	-2,70	0,68	3,60	-5,40	4,50
3	100	103	3,17	-9,51	-1,46	-0,88	2,16	-2,70	0,68	3,60	-5,40	4,50
4	75	138	4,23	-12,68	-1,94	-1,19	2,16	-2,70	0,68	3,60	-5,40	4,50

Rys. 7. Wykresy sił przekrojowych dla blachy z wygięciem wstępnym oraz zestawienie sił przekrojowych [4]

Fig. 7. Diagram of cross-sectional forces for the metal sheet with the preliminary curvature and cross-section force collection [4]



Rys. 8 Wykresy V/V_{B_L} oraz M/M_B zależnie od promienia R krzywizny dachu [4]

Fig. 8. Diagram of V/V_{B_L} and M/M_B depending on the R radius of the curvature of the roof [4]

3.2. Samonośne panele dachowe

Możliwości w zakresie formowania kształtów samonośnych paneli dachowych (rys. 9) powodują, że wykonanie nawet najbardziej skomplikowanych pod względem geometrycznym pokryć dachowych nie stanowi większego problemu. Pokazane na rys. 9 panele nie mogą być na ogół produkowane w rollformerach bezpośrednio na budowie. Konieczność wcześniejszego produkowania wspomnianych elementów w fabrykach, koszty transportu oraz konieczność spawania na budowie w celu uzyskania pasma paneli o odpowiedniej długości powodują, że cena rozwiązań z wykorzystaniem tego typu paneli jest znacznie wyższa aniżeli płaskich paneli o stałej szerokości – które można bezpośrednio na budowie produkować w postaci jednego panela (pasma) o długości równej długości połaci dachowej. Dodatkowo spawanie arkuszy wpływa niekorzystnie na estetykę pokrycia dachowego. Zgodnie z [8], w przypadku dachu terminala lotniczego w Rzeszowie-Jasionce (ze względu na promień gięcia względem słabszej osi panelu – oś „z" na rys. 2) możliwe było zastosowanie paneli nominalnie płaskich. Panele nominalnie płaskie, gięte w sposób tzw. "naturalny", można w przypadku profilu Kalzip 65/400 stosować już przy promieniu krzywizny o wartości R=48m [8]. Określenie gięcie "naturalne" oznacza wyginanie nominalnie płaskich paneli dachowych odpowiednio do krzywizny dachu.

Pewne wątpliwości budziła możliwość wygięcia paneli w płaszczyźnie środnika (względem osi „y" panelu wg rys. 2), tak aby uzyskać dla skrajnych paneli deformację pokazaną na rys. 5d. W tym celu wyznaczono wartość siły poziomej potrzebnej do wygięcia panelu środnika:

$$q_z = f_z \frac{384EJ_y}{5L^4} = 2{,}34N/m, \tag{1}$$

gdzie: $E = 70\ GPa$ - moduł sprężystości aluminium

$J_y = 1094cm^4$ - moment bezwładności panela (grubość materiału t=0,9mm) z rys. 2 względem osi „y”

f_z = 883mm - por. rys. 5d

L = 68640mm - por. rys. 5d

Wobec bardzo małej wartości siły potrzebnej do odpowiedniego wygięcia panela w płaszczyźnie środnika zdecydowano się ostatecznie na zastosowanie nominalnie płaskich paneli o stałym kształcie przekroju poprzecznego. Stosowanie paneli o stałej szerokości ma jeszcze jedną istotną zaletę - pozwala wyeliminować kosztowny nadzór geodezyjny, którego wymaga stosowanie wybranych paneli o kształtach przedstawionych na rys. 9.



Rys. 9. Przykładowe kształty paneli dachowych o zmiennej geometrii [11]

Fig. 9. Sample shapes of roof panel about the variable geometry [11]

4. Podsumowanie

Nominalnie płaskie blachy trapezowe oraz samonośne panele dachowe, w połączeniu z odpowiednio zaprojektowaną konstrukcją stalową, pozwalają na wykonywanie skomplikowanych pod względem geometrycznym, estetycznych oraz funkcjonalnych dachów. Podjęcie decyzji o zastosowaniu nominalnie płaskich elementów, które w trakcie montażu będą w sposób kontrolowany deformowane musi być poprzedzone odpowiednimi analizami w zakresie geometrii oraz wpływu sił generowanych przez wprowadzone deformacje na nośność elementów. Szczególnie w przypadku blach fałdowych wpływ wygięcia wstępnego może okazać się istotny. Stosowanie nominalnie płaskich elementów w miejsce elementów zakrzywionych (blach i paneli) wpływa na obniżenie kosztów realizacji inwestycji.

Literatura

[1] Allgemeine Bauaufsichtliche Zulassung Z-14.1-181 Kalzip – Aluminium - Stehfalzprofil - Dach.

[2] Allgemeine Bauaufsichtliche Zulassung Z-14.1-419 Aluminium-Stehfalzprofil-Dachelemente Falz-Ripp.

[3] Aprobata Techniczna ITB AT-15-3429/2011 Stalowe blachy profilowane MAUKA, BROMO, ACP-, AC-, TR-, V-, TR 35, TR 40, TS 40, TR 50, TR 60, TR 70, TR 84, TR 94, TR 150, TR 160, LT 40, LT 70, EP-, HACIERBA, HACIERCO, FREQUENCE-, FLOLINE-, SOFTLINE-, HAIRGALBE-, PAMPA-, COFRASOL-. PMA-. Instyut Techniki Budowlanej, Warszawa 2012

[4] Pięciorak E., Żwirek P.: Wpływ wygięcia wstępnego na nośność blachy fałdowej, „Izolacje: budownictwo, przemysł, ekologia", nr 11-12/2011.

[5] PN-EN 14782:2008 Samonośne blachy metalowe do pokryć dachowych, okładzin zewnętrznych i wewnętrznych. Charakterystyka wyrobu i wymagania.

[6] PN-EN 508-2:2010 Wyroby do pokryć dachowych z metalu. Charakterystyka wyrobów samonośnych z blachy stalowej, aluminiowej lub ze stali odpornej na korozję. Część 2: Aluminium.

[7] Reichhart A.: Analiza powłok z blach fałdowych. „Nowoczesne Hale", nr 1/2011

[8] Systemy Kalzip, Podręcznik techniki, planowania i konstrukcji, Kalzip, Adhoc media gmbh:901:PL:08/2009

[9] www.aluform.de [dostęp: 8 kwietnia 2015 r.]

[10] www.apa.krakow.pl [dostęp: 8 kwietnia 2015 r.]

[11] www.bemo.com.de [dostęp: 8 kwietnia 2015 r.]

[12] www.kalzip.com [dostęp: 8 kwietnia 2015 r.]

[13] www.me.com.pl [dostęp: 8 kwietnia 2015 r.]

[14] www.rotwl.pl [dostęp: 8 kwietnia 2015 r.]

[15] Żwirek P.: Wybrane zagadnienia projektowania dachów z pokryciem metalowym, „Czasopismo Techniczne", nr 2-A/1/2011

SELECTED ISSUES OF USE OF NOMINALLY FLAT CORRUGATED SHEETS AND SELF-SUPPORTING ROOF PANELS FOR CONSTRUCTION OF CURVED ROOFS

S u m m a r y

In case of representative objects with a large horizontal projection, such as performance and sports halls, stadiums, airport terminals, amusement parks, etc., designers often use roofs with complex geometry. At the structural design stage early technical and economical analysis should be performed for this type of roofs for concluding solutions and technology that on the one hand provide adequate protection inside of an object against environmental influences, on the other hand, ensures an appropriate aesthetic and durability - while maintaining a specific price level. The greatest opportunities for the free shaping of structure geometry provide steel structures. The paper will discuss selected issues associated with the use of nominally flat corrugated sheets and self-supporting panels in the construction of roofs with complex geometry on the example of the airport terminal in Rzeszów-Jasionka. Nominally flat corrugated sheets and self-supporting roof panels, in conjunction with a properly designed steel structure, allow to construct geometrically complicated, aesthetic and functional roofs. The decision on use nominally flat pieces which are deformed in a controlled way during installation must be preceded by appropriate analyzes in the field of geometry and impact of forces generated by the deformation placed on the load capacity of the elements. Particularly in the case of corrugated sheets the influence of initial bending on load capacity can be significant. The use of nominally flat panels in place of the curved elements (corrugated sheets and roof panels) reduces the cost of the investment.

Keywords: corrugated sheets, self-supporting panels, curved roofs

Przesłano do redakcji:30.05.2015
Przyjęto do druku:10.01.2016

DOI: 10.7862/rb.2015.214

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JCEEA

Recenzenci współpracujący – 2015

ADAMCZYK Jerzy
AJDUKIEWICZ Andrzej
BAC-BRONOWICZ Joanna
BAJER Jarosław
BAKALARCZYK Jerzy
BALCERZAK Wojciech
BALTINOVA Magdalena (Słowacja)
BAŁACHOWSKI Lech
BASIŃSKA Małgorzata
BĄK Joanna
BELUCH Józef
BERGEL Tomasz
BEZAK-MAZUR Elżbieta
BIALIK Wojciech
BIEGUS Antoni
BLIKHARSKY Zinoviy (Ukraina)
BRAŃSKI Adam
BRÓDKA Jan
BRYŚ Henryk
BUGAJSKI Piotr
BYKOV Valentin (Ukraina)
BYLYK Artem (Ukraina)
BYRDY Aleksander
CHACUK Andrzej
CHERNYUK Volodymir (Ukraina)
CHMIELOWSKI Krzysztof
CHWIEDUK Dorota
CIĘŻAK Tadeusz
CZECHOWSKA-KOSACKA Aneta
ĆMIELOWSKI Kazimierz
DĄBROWSKI Wojciech
DULAK Leszek
DYKAS Sławomir
FIC Stanisław
FIEDUCIK Jolanta
FILIPOWICZ Mariusz
GACZOŁ Tomasz
GARBALIŃSKA Halina
GAWDZIK Jarosław
GIL Stanisław
GIŻEJOWSKI Marian
GNIDEC Bohdan (Ukraina)
GOCZEK Jerzy
GOLEWSKI Grzegorz
GOŁASZEWSKI Jacek
GOSSOWSKI Bronisław
GRUDZIŃSKA Magdalena
GUCMA Lucjan
GUŁKOWSKI Sławomir
GWÓŹDŹ Marian
HARABINOVÁ Slavika (Słowacja)
HEIM Dariusz
HLAVINEK Petr (Czechy)
IGNATOWICZ Katarzyna
IWANEJKO Ryszarda
IZDEBSKI Waldemar
JABŁOŃSKI Krzysztof
JEŻOWIECKI Janusz
JĘDRZEJUK Hanna
KALEMBKIEWICZ Jan
KALISZUK Joanna
KAMENICKY Jan (Czechy)
KAMIŃSKI Marcin Marek
KĘSEK Zbigniew
KMET` Stanisław (Słowacja)
KNAPIK Krzysztof
KOCZYK Halina
KOGUT Janusz
KOWALIK Marek
KOWALSKI Dariusz
KOVTUN Igor (Ukraina)
KOZŁOWSKI Aleksander
KRÓL Karol
KRÓLIKOWSKA Jadwiga
KRÓLIKOWSKI Andrzej
KRUPIŃSKI Waldemar
KUCHARCZUK Witold
KURTZ-ORECKA Karolina
KVASHA Viktor (Ukraina)
KVOČÁK Vincent (Słowacja)
KWIECIEŃ Arkadiusz
LEVCENKO Oleg (Ukraina)
LITEWKA Przemysław
ŁAPKO Andrzej
MARCINKOWSKI Tadeusz
MARCINOWSKI Jakub
MARCINOWSKI Piotr
MIELIMĄKA Ryszard
MILLER Bartosz
MIŁASZEWSKI Rafał
MROWIEC Maciej
MRÓWCZYŃSKA Maria

NOWICKA Elżbieta
OLCHOWIK Jan
OLENETS Marianna
ONDREJKA HARBULAKOVA Vlasta (Słowacja)
OWSIAK Zdzisława
OZIMINA Ewa
PAŁKOWSKI Szymon
PIASTA Wojciech
PIEBIAK Iwona
PIEKARCZYK Marek
PIJANOWSKI Zenon
PILECKA Elżbieta
PIOTROWSKI Jerzy Zbigniew
PISAREV Viacheslav
PŁOSKONKA Robert
PREWEDA Edward
PRIGANC Sergej (Słowacja)
PROKOPSKI Grzegorz
PRZYBORSKI Marek
RADOMSKI Wojciech
RAK Janusz
REICHHART Adam
ROMANIAK Krystyna
ROMANIESZKINA Olga (Ukraina)
RÓŻAŃSKI Henryk
RYKALUK Kazimierz
SALAMAK Marek
SANECKI Józef
SAWICKI Jerzy M.
SĘKOWSKI Jerzy
SIEBIELSKA Izabela
SKRZYPCZAK Izabela
SŁOWIK Marta
SMUSZ Robert
SOBCZUK Henryk
SOBOL Christina (Ukraina)
STADNYK Bohdan (Ukraina)
STAROSOLSKI Włodzimierz
STEVULOVA Nadezda (Słowacja)
STROY Anatoliy
STYPUŁA Krzysztof
SULIGOWSKI Ziemowit
SURMACZ-GÓRSKA Joanna
SZEWCZYK Mariusz
SZMOLKE Norbert
SZOPA Romuald
SZUMIGAŁA Maciej
SZYPCIO Zenon
ŚLĘCZKA Lucjan
ŚWIETLIK Ryszard
ŚWIĘTOŃ Tomasz
TERLIKOWSKI Wojciech
TOMKO Michal (Słowacja)
TYLIKOWSKI Andrzej
URBAŃSKA - GALEWSKA Elżbieta
VILCEKOVA Sylwia (Słowacja)
WACHTA Henryk
WAŁĘGA Andrzej
WASILEWSKI Alojzy
WINNICKI Andrzej
WITKOWSKI Wojciech
WOLIŃSKI Szczepan
WOLSKA Lidia
WOŁOWICKI Witold
WRONA Stefan
WUWER Walter
WYCZAŁEK Ireneusz
WYSOKOWSKI Adam
ZABŁOCKI Wojciech
ZALEWSKI Wojciech
ZAMOROWSKI Jan
ZAPOROZHETS Aleksandr (Ukraina)
ZDYB Agata
ZELENAKOVA Martina (Słowacja)
ZEMBATY Zbigniew
ZHELYKH Volodymyr (Ukraina)
ZIELINA Michał
ZIMOCH Izabela

Afiliacja recenzentów (poza danymi podanymi w nawiasach):

Polska Lista recenzentów jest zamieszczona na stronie internetowej
Czasopisma Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury, z. 62(4/15):
www.oficyna.portal.prz.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/czasopismo-inzynierii-ladowej-s/

I n f o r m a c j e d o d a t k o w e

1. Lista recenzentów współpracujących jest opublikowana w czwartym numerze *Czasopisma Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury*: 62(4/15) oraz na stronie internetowej:
   www.oficyna.portal.prz.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/czasopismo-inzynierii-ladowej-s/
   (dotychczasowa nazwa: *Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, Budownictwo i Inżynieria Środowiska*), strona internetowa:
   www.oficyna.portal.prz.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/budownictwo-i/
2. Zasady recenzowania są udostępnione na stronie internetowej:
   www.oficyna.portal.prz.edu.pl/zasady-recenzowania/
3. Informacje dla autorów artykułów są udostępnione na stronie internetowej:
   oficyna.portal.prz.edu.pl/informacje-dla-autorów/
4. Formularz recenzji jest udostępniony na stronie internetowej:
   www.oficyna.portal.prz.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/czasopismo-inzynierii-ladowej-s/
5. Instrukcja dla autorów omawiająca szczegółowo strukturę artykułu, jego układ, sposób przygotowywania materiału ilustracyjnego i piśmiennictwa jest zamieszczona na stronie internetowej:
   www.oficyna.portal.prz.edu.pl/pl/instrukcja-dla-autorów/
   oraz
   www.oficyna.portal.prz.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/czasopismo-inzynierii-ladowej-s/
   w zakładce „Instrukcja dla autorów”
6. Dane kontaktowe do redakcji czasopisma, adresy pocztowe i e-mail do przesyłania artykułów oraz dane kontaktowe do wydawcy są podane na stronie internetowej (Komitet Redakcyjny):
   www.oficyna.portal.prz.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/czasopismo-inzynierii-ladowej-s/

Zasady recenzowania, informacje dla autorów, formularz recenzji, instrukcja dla autorów i dane kontaktowe do redakcji czasopisma i wydawcy są również opublikowane w czwartym numerze *Czasopisma Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury*, z. 62 (4/2015).

Nakład 60 egz. Ark. wyd. 36,87. Ark. druk. 34,25. Papier offset. 80g B1.
Oddano do druku w styczniu 2016 r. Wydrukowano w lutym 2016 r.
Drukarnia Oficyny Wydawniczej, al. Powstańców Warszawy 12, 35-959 Rzeszów
Zam. nr 8/16

Zasady recenzowania artykułów naukowych w Zeszytach Naukowych Politechniki Rzeszowskiej

Procedura recenzowania artykułów naukowych w Zeszytach Naukowych Politechniki Rzeszowskiej jest zgodna z zaleceniami MNiSzW opracowanymi w formie broszury „Dobre praktyki w procedurach recenzyjnych w nauce", Warszawa 2011 r.

1. Do oceny każdego artykułu redaktorzy tematyczni (naukowi) powołują dwóch niezależnych recenzentów spoza jednostki naukowej afiliowanej przez autora artykułu.
2. W przypadku artykułów napisanych w językach obcych, co najmniej jeden z recenzentów jest afiliowany w instytucji zagranicznej innej niż narodowość autora artykułu.
3. Redaktorzy tematyczni (naukowi) dobierają recenzentów najbardziej kompetentnych w danej dziedzinie.
4. Między recenzentami i autorami artykułów nie występuje konflikt interesów; w razie potrzeby recenzent podpisuje deklarację o niewystępowaniu konfliktu interesów.
5. Procedura recenzowania przebiega z zachowaniem zasad poufności – recenzenci i autorzy nie znają swoich tożsamości (double-blind reviev process).
6. Każda recenzja ma formę pisemną i kończy się wnioskiem o dopuszczenie lub odrzucenie artykułu do publikacji.
7. Nie są przyjmowane recenzje niespełniające merytorycznych i formalnych wymagań.
8. Wstępnie zakwalifikowany przez redaktora naczelnego do wydania artykuł zostaje wysłany do recenzentów, którzy wypowiadają się na temat jego przyjęcia lub odrzucenia. Recenzenci mają prawo do powtórnej weryfikacji poprawionego tekstu.
9. W przypadkach spornych powoływani są dodatkowi recenzenci.
10. Uwagi recenzentów są przekazywane autorowi, który ma obowiązek poprawienia tekstu.
11. Ostateczną decyzję o zakwalifikowaniu lub odrzuceniu artykułu podejmuje redaktor naczelny czasopisma, zasięgając opinii członków Komitetu Redakcyjnego.
12. Kryteria kwalifikowania lub odrzucenia artykułu są zawarte w formularzu recenzji.
13. Formularz recenzji znajduje się na stronie internetowej Zeszytów Naukowych.
14. Nazwiska recenzentów współpracujących będą podawane raz w roku – w ostatnim numerze czasopisma, a także opublikowane na stronie internetowej czasopisma (nazwiska recenzentów poszczególnych publikacji lub numerów wydań czasopisma nie są ujawnione).
15. Szczegółowe informacje nt. recenzowania artykułów oraz przebiegu prac w redakcji czasopisma i Oficynie Wydawniczej są opisane w wytycznych dla autorów artykułów naukowych.

Informacje dla autorów artykułów naukowych publikowanych w Zeszytach Naukowych Politechniki Rzeszowskiej zjawiska *ghostwriting* i *guest authorship*

Aby przeciwdziałać nierzetelności w nauce (ghostwriting, guest authorship), redakcje Zeszytów Naukowych Politechniki Rzeszowskiej prowadzą odpowiednie procedury charakterystyczne dla reprezentowanych dziedzin nauki i na bieżąco wdrażają podane rozwiązania:

1. Redakcja wymaga podania wkładu poszczególnych autorów w powstanie artykułu (z podaniem ich afiliacji i informacji, kto jest autorem koncepcji, założeń, badań itd.); główną odpowiedzialność ponosi autor zgłaszający artykuł.

2. Redakcja wyjaśnia autorom pojęcia ghostwriting i guest authorship, które są przejawem nierzetelności naukowej, a wszelkie wykryte przypadki tego typu działań ze strony autorów będą demaskowane, włącznie z powiadomieniem odpowiednich podmiotów (instytucje zatrudniające autorów, towarzystwa naukowe itp.).

3. Redakcja uzyskuje informacje o źródłach finansowania publikacji, wkładzie instytucji naukowo-badawczych i innych podmiotów (financial disclosure).

4. Redakcja będzie dokumentować wszelkie przejawy nierzetelności naukowej, zwłaszcza łamania zasad etyki obowiązujących w nauce.

Z ghostwriting mamy do czynienia wówczas, gdy ktoś wniósł istotny wkład w powstanie artykułu, lecz ani jego udział jako jednego z autorów nie został ujawniony, ani nie wymieniono go w podziękowaniach zamieszczonych w publikacji.

Z guest authorship mamy do czynienia wówczas, gdy udział autora jest znikomy lub w ogóle nie miał miejsca, a jego nazwisko jest podane jako autora lub współautora.

Review Sheet / Blankiet recenzji

Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury, JCEEA
Journal of Civil Engineering, Environment and Architecture

Title / Tytuł:

A Please respond to the following questions
Prosimy o odpowiedzi na następujące pytania

	Yes Tak	No Nie	See comments Zobacz uwagi
1. Is this a new and original contribution to the literature in this field? Czy jest to oryginalne opracowanie wśród publikacji z tego zakresu?	☐	☐	☐
2. Is the organization of the paper satisfactory? Czy układ opracowania jest zadowalający?	☐	☐	☐
3. Is the length of the paper appropriate to the content? Czy objętość opracowania jest adekwatna do jego treści?	☐	☐	☐
4. Is the language and presentation clear to readers familiar with the field? Czy język oraz sposób przedstawienia wyników jest jasny dla czytelnika?	☐	☐	☐
5. Do the notation and nomenclature used meet the standards determined in the area which the paper deals with? Czy oznaczenia oraz terminologia odpowiadają standardom z określonej dyscypliny nauki?	☐	☐	☐
6. Do the interpretation of the results and conclusions sound logical and justifiable in your opinion? Czy według Pani(a) opinii interpretacja wyników oraz wnioski są logiczne i uzasadnione?	☐	☐	☐
7. Does the abstract contain sufficient and useful information? Czy streszczenie zawiera wystarczające oraz użyteczne informacje?	☐	☐	☐
8. Does the title of the paper reflect sufficiently and clearly the content? Czy tytuł artykułu jest jasny odpowiada jego treści?	☐	☐	☐
9. Are the illustrations and tables all necessary and acceptable? Czy rysunki i tabele są potrzebne oraz odpowiednie?	☐	☐	☐

10. Final recommendation (to publishing purpose): paper
Wniosek końcowy (rekomendacja do celów wydawniczych): praca

accepted przyjęta	accepted with minor changes przyjęta z małymi zmianami	accepted with major changes[1] przyjęta z dużymi zmianami[1]	rejected[2] odrzucona[2]
☐	☐	☐	☐

verte

B Confidential/Poufne

Name and Surname/Imię i Nazwisko:

Address/Adres

.....
podpis / signature

[1] repeated review required / wymaga ponownej opinii Recenzenta
[2] write justification please / proszę uzasadnić

C List here your detailed comments to support the responses you gave above.
Szczegółowy komentarz do udzielonych powyżej odpowiedzi.

Instrukcja dla autorów artykułów naukowych publikowanych w Oficynie Wydawniczej Politechniki Rzeszowskiej

Dane podstawowe

1. Pole zadruku: 12,5 x 19 cm + 1 cm na numery stron
2. Marginesy: górny – 5,20 cm, dolny – 5,20 cm, lewy – 4,25 cm, prawy – 4,25 cm
3. Czcionka: Times New Roman 11 pkt
4. Edytor: Microsoft Word
5. Zapis tekstu: obustronnie wyjustowany, interlinia pojedyncza, wcięcie pierwszego wiersza 0,75 cm, nie należy zostawiać pustych wierszy między akapitami
6. Wszystkie kolumny artykułu powinny być w całości wypełnione; pierwsza strona nietypowa – zawiera nagłówek, nazwisko Autora (Autorów), tytuł artykułu, streszczenie i początek artykułu, kolejne strony zawierają dalszą część artykułu, w tym tabele (tablice), rysunki (ilustracje, fotografie, wykresy, schematy, mapy), literaturę i streszczenie
7. Należy wprowadzić automatyczne dzielenie wyrazów

Dane szczegółowe (układ artykułu)

1. Na pierwszej stronie (nieparzystej) należy umieścić nagłówek (do pobrania): 10 pkt, pismo grube
2. Na kolejnych stronach artykułu u góry należy umieścić paginę żywą: strona parzysta – numer strony do lewego marginesu, pismo podrzędne 10 pkt, inicjał imienia i nazwisko Autora (Autorów) do prawego marginesu, pismo podrzędne 10 pkt; strona nieparzysta – tytuł artykułu lub (w przypadku dłuższego tytułu) jego logiczny początek zakończony wielokropkiem, pismo podrzędne 10 pkt
3. W dalszym ciągu na pierwszej stronie należy umieścić pismem grubym (odstęp przed 42 pkt): imię (pismo podrzędne 10 pkt), nazwisko (wersaliki 10 pkt) Autora (Autorów)
4. Tytuł artykułu – wersaliki 15 pkt, pismo grube, do lewego marginesu (nie należy dzielić wyrazów w tytule), interlinia pojedyncza, odstęp przed 24 pkt, odstęp po 18 pkt
5. Streszczenie (w języku artykułu) – 200-250 słów, pismo podrzędne 9 pkt, wcięcie całości z lewej strony 2 cm, bez akapitu, interlinia pojedyncza, odstęp po 12 pkt
6. Słowa kluczowe – pismo podrzędne 9 pkt, bez akapitu, interlinia pojedyncza, odstęp po 24 pkt
7. Imię i nazwisko Autora do korespondencji oraz pozostałych Autorów, afiliacja, adresy pocztowe, numery telefonów, e-maile – na dole pierwszej strony, pod kreską, pismo podrzędne 9 pkt z odpowiednimi odnośnikami, odstęp przed 2 pkt
8. Śródtytuł 1. stopnia – pismo podrzędne 13 pkt, grube, do lewego marginesu, interlinia pojedyncza, odstęp przed 14 pkt, odstęp po 9 pkt
9. Tekst artykułu, a w nim tabele (tablice), materiał ilustracyjny, wzory oraz śródtytuły niższego stopnia

10. Śródtytuł 2. stopnia – pismo podrzędne 11,5 pkt, grube, do lewego marginesu, interlinia pojedyncza, odstęp przed 10 pkt, odstęp po 8 pkt
11. Śródtytuł 3. stopnia – pismo podrzędne 11 pkt, do lewego marginesu, interlinia pojedyncza, odstęp przed 8 pkt, odstęp po 6 pkt
12. Nagłówek Literatura – pismo podrzędne 11,5 pkt, grube, do lewego marginesu, odstęp przed 12 pkt, odstęp po 8 pkt
13. Spis literatury cytowanej – pismo podrzędne 10 pkt, interlinia pojedyncza, nie należy zostawiać pustych wierszy między pozycjami literatury, odstęp po 2 pkt
14. Tytuł artykułu w języku angielskim (lub polskim) – wersaliki 11 pkt, pismo grube, do lewego marginesu, interlinia pojedyncza, odstęp przed 20 pkt, odstęp po 12 pkt
15. Nagłówek Summary (lub Streszczenie) – pismo podrzędne 9 pkt, grube, odstępy między znakami rozstrzelone co 2 pkt, odstęp po 6 pkt
16. Streszczenie w języku angielskim (lub polskim) – 200-250 słów, pismo podrzędne 9 pkt, wcięcie pierwszego wiersza 0,75 cm, interlinia pojedyncza, odstęp po 12 pkt
17. Słowa kluczowe – pismo podrzędne 9 pkt, bez akapitu, interlinia pojedyncza
18. Numer identyfikacyjny DOI – pismo podrzędne 9 pkt, bez akapitu
19. Terminy przesłania artykułu do redakcji i przyjęcia do druku – pismo podrzędne 9 pkt, kursywa, bez akapitu, interlinia pojedyncza

Rozmieszczenie rysunków (ilustracji, fotografii, map, wykresów, schematów)

1. Materiał ilustracyjny należy umieszczać możliwie jak najbliżej miejsca jego powołania
2. Nie należy przekraczać pola zadruku (12,5 x 19 cm), w którym musi się zmieścić i materiał ilustracyjny, i podpis
3. Większe rysunki (i inny materiał ilustracyjny) wraz z podpisem powinny zajmować całe pole zadruku, mniejsze zaś należy przesunąć odpowiednio – do lewego marginesu (na stronach parzystych), do prawego marginesu (na stronach nieparzystych)
4. Podpis w dwóch językach: w języku artykułu i w języku angielskim, należy umieścić pod rysunkiem (i innym materiałem ilustracyjnym), w jego ramach, bez kropki na końcu (jeśli jest to materiał zapożyczony, należy podać źródło), pismo podrzędne 9 pkt
5. Odstęp między materiałem ilustracyjnym a podpisem – 9 pkt, interlinia pojedyncza, odstęp między podpisami 4 pkt, odstęp po 14 pkt
6. Opis słowny na rysunkach należy ograniczyć do minimum, zastępując go liczbami arabskimi, a objaśnienia przenieść do podpisu
7. Materiał ilustracyjny powinien mieć dobrą jakość, należy ujednolicić formę i opisy w całym artykule (pismo podrzędne proste, od małej litery, maks. 9, min. 6 pkt w zależności od wielkości rysunku)
8. Materiał ilustracyjny należy ponumerować kolejno w ramach artykułu
9. Jeżeli w artykule występują różne rodzaje materiału ilustracyjnego, każdemu z nich należy nadać odrębną, ciągłą numerację

10. Materiał ilustracyjny należy przygotować w odcieniach czarno-szarych (do 20% czerni), ponieważ przy wydruku czarno-białym kolorowe rysunki są słabo lub całkowicie niereprodukowalne
11. Rysunki do druku kolorowego (za zgodą redaktora naczelnego czasopisma) należy przygotować w plikach .tif, .jpg

Rozmieszczenie tabel (tablic)

Tabela – zestawienie tekstów i liczb bądź samych liczb uszeregowanych w kolumny i wiersze

Tablica – zestawienie tekstów i liczb wzbogacone dodatkowo elementami graficznymi lub kolorystycznymi (niekiedy stanowią je tylko ilustracje)

1. Tabele (tablice) należy umieszczać możliwie jak najbliżej miejsca ich powołania
2. Nie należy przekraczać pola zadruku (12,5 x 19 cm)
3. Większe tabele (tablice) włącznie z tytułem zajmują całe pole zadruku, mniejsze zaś należy przesunąć odpowiednio – do lewego marginesu (na stronach parzystych), do prawego marginesu (na stronach nieparzystych)
4. Nad tabelą (tablicą) należy umieścić tytuł w dwóch językach: w języku artykułu i w języku angielskim. Tytuł rozpoczyna się całym słowem tabela (tablica)/table i umieszcza nad nią, w jej ramach, bez kropki na końcu; pismo podrzędne 9 pkt, interlinia pojedyncza; jeżeli tabela (tablica) jest zapożyczona, należy podać źródło
5. Odstęp przed tytułem tabeli (tablicy) 12 pkt, odstęp między tytułami 4 pkt, odstęp między tytułem a tabelą (tablicą) 8 pkt
6. Legenda po tabeli (tablicy) – odstęp od tabeli (tablicy) 6 pkt, interlinia pojedyncza, odstęp po 14 pkt
7. Teksty w główce tabeli (tablicy), tj. w górnej, wydzielonej części tabeli (tablicy), objaśniające treść kolumn zapisuje się pismem grubym, rozpoczynając od dużej litery, teksty w boczku tabeli, tj. w bocznej, wydzielonej części tabeli, objaśniające treść wierszy rozpoczyna się dużymi literami – teksty w pozostałych rubrykach składa się małymi literami
8. Tabele (tablice) należy numerować kolejno w ramach artykułu. W przypadku występowania i tabel, i tablic należy nadać im odrębną, ciągłą numerację
9. Jeżeli tabela (tablica) nie mieści się w jednym polu zadruku, można ją podzielić i przenieść na następną stronę czy strony – wówczas nad wszystkimi częściami tabeli (tablicy) należy powtórzyć jej numer i tytuł, ze skrótem (cd.)
12. Tabele (tablice) należy przygotować w odcieniach czarno-szarych (do 20% czerni), ponieważ przy wydruku czarno-białym kolorowe tabele (tablice) są słabo lub całkowicie niereprodukowalne
13. Tabele (tablice) do druku kolorowego (za zgodą redaktora naczelnego czasopisma) należy przygotować w plikach .tif, .jpg

Rozmieszczenie wzorów

1. Wzory należy umieszczać z lewej strony, z wcięciem 0,75 cm, pismo proste 11 pkt, wartości indeksów i potęg 7 pkt
2. Numery wzorów należy umieszczać w nawiasach okrągłych, wyrównując do prawego marginesu, pismo proste 11 pkt
3. Wzory powinny być opatrzone objaśnieniem występujących w nich elementów
4. Wzory, do których są odniesienia w tekście, należy numerować kolejno w ramach artykułu
5. Dłuższe wzory można dzielić na znakach relacji lub działania – znak, na którym się przenosi wzór, należy pozostawić na końcu pierwszego wiersza
6. Przed wzorem i po nim należy zachować odstęp 10 pkt

Rozmieszczenie spisu literatury

1. Spis literatury umieszcza się za treścią artykułu, w kolejności alfabetycznej nazwisk autorów
2. Powołania na literaturę należy zapisywać w tekście w nawiasie kwadratowym
3. W spisie literatury należy umieścić wyłącznie te publikacje, które są powoływane w tekście

PRZYKŁADY:

Książki

Lewandowski W.M.: Proekologiczne źródła energii odnawialnej, Wydawnictwa Naukowo-Techniczne, Warszawa 2002.

Czasopisma

Pietrucha K.: Analiza czasu odnowy i naprawy podsystemu dystrybucji wody dla miasta Rzeszowa, Instal, nr 10, 2008, s. 113-115.

Dokumenty elektroniczne

Zanotti G., Guerra C.: Is tensegrity a unifying concept of protein folds? FEBS Letters, vol. 534, no. 1-3, 2003, pp. 7-10, http://www.sciencedirest.com [dostęp: 8 czerwca 2011 r.].

Rozmieszczenie streszczenia

1. Po literaturze umieszcza się tytuł artykułu, nagłówek Summary i streszczenie w języku angielskim
2. Gdy artykuł jest w języku angielskim, na początku należy umieścić streszczenie w języku angielskim, a na końcu w języku polskim
3. Gdy artykuł jest w innym języku kongresowym, na początku należy umieścić streszczenie w języku artykułu, a na końcu w języku angielskim
4. Po streszczeniu umieszcza się słowa kluczowe w tym samym języku co streszczenie

Rozmieszczenie numeru identyfikacyjnego i informacji dodatkowych

1. Po słowach kluczowych należy umieścić numer identyfikacyjny DOI
2. Pod numerem identyfikacyjnym zamieszcza się terminy przesłania artykułu do redakcji i przyjęcia do druku

Inne uwagi

1. W artykule można stosować wyliczenia – elementy wyliczeń należy oznaczać w całym artykule w sposób jednolity, np. za pomocą cyfr arabskich z kropką lub małych liter z nawiasem
2. W artykule należy stosować ogólnie przyjęte skróty, ale zdanie nie może się zaczynać od skrótu – należy go wówczas rozwinąć lub przeredagować zdanie
3. W artykułach każdy cytat musi być opatrzony informacją bibliograficzną (w formie przypisu na dole strony lub odwołania do spisu literatury)
4. Przypisy (pismo podrzędne 9 pkt) należy zapisywać w sposób jednolity w całym artykule, opatrując je odnośnikami gwiazdkowymi (gdy jest ich niewiele) lub liczbowymi, przyjmując ciągłą numerację w całym artykule i umieszczając każdy przypis od nowego akapitu

PRZYKŁADY:

[1] M. Hereźniak, *Kreowanie marki narodowej – rola idei przewodniej na przykładzie projektu „Marka dla Polski”*, [w:] H. Szulce, M. Florek, *Marketing terytorialny – możliwości aplikacji, kierunki rozwoju*, Wydawnictwo Akademii Ekonomicznej w Poznaniu, Poznań 2005, s. 344-345.

[2] L. Witek, *Wpływ ekologicznych funkcji opakowań na postawy rynkowe konsumentów*, Opakowanie, nr 5, 2006, s. 12-17.

[3] J. Strojny, *Zmiany gospodarcze i społeczne w integrującej się Europie*, Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, nr 225, Zarządzanie i Marketing, z. 5, 2006, s. 45-50.

5. Nie należy pozostawiać na końcu wiersza tytułów znajdujących się przed nazwiskiem, inicjału imienia, spójników, cyfr arabskich i rzymskich
6. Należy stosować wyłącznie legalne jednostki miar

Zachęcamy Autorów do zapoznania się z archiwum artykułów naukowych zawartych w Zeszytach Naukowych Politechniki Rzeszowskiej oraz do wykorzystania ich w bibliografii swojego artykułu.

dotychczasowa nazwa (do 2012 r.):
czasopismo *Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, Budownictwo i Inżynieria Środowiska*
(p-ISSN 0209-2646)
zmiana nazwy (od 2013 r.) na:
***Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury,* JCEEA**
(p-ISSN 2300-5130), (e-ISSN 2300-8903)
Journal of Civil Engineering, Environment and Architecture

KOMITET REDAKCYJNY

Dane kontaktowe do redakcji:

Redaktor naczelny
dr hab. inż. Piotr KOSZELNIK, prof. PRz
Politechnika Rzeszowska
Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury
Katedra Inżynierii i Chemii Środowiska
al. Powstańców Warszawy 6
35-959 Rzeszów
tel. +48 17 865 1065, +48 17 865 1788

Osoby do kontaktu/adresy pocztowe i e-mail do przesyłania artykułów:

Redaktor tematyczny - naukowy (inżynieria i ochrona środowiska)
prof. dr hab. inż. Janusz RAK
Politechnika Rzeszowska
Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury
Katedra Zaopatrzenia w Wodę i Odprowadzania Ścieków
al. Powstańców Warszawy 6
35-959 Rzeszów
e-mail: rakjan@prz.edu.pl
tel: +48 17 8651408, +48 17 8651449

Redaktor tematyczny - naukowy (budownictwo, architektura)
prof. dr hab. inż. Aleksander KOZŁOWSKI
Politechnika Rzeszowska
Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury
Katedra Konstrukcji Budowlanych
ul. Poznańska 2
35-959 Rzeszów
e-mail: kozlowsk@prz.edu.pl
tel: +48 17 854 29 74

Redaktor statystyczny
dr hab. inż. Szczepan WOLIŃSKI, prof. PRz
e-mail: szwolkkb@prz.edu.pl
tel: +48 17 854 1937

Sekretarz redakcji
dr inż. Katarzyna PIETRUCHA-URBANIK
e-mail: kpiet@prz.edu.pl
tel: +48 17 865 1703

Członkowie

dr inż. Renata GRUCA-ROKOSZ
e-mail: renatagr@prz.edu.pl
tel: +48 17 865 1278

dr inż. arch. Anna SIKORA
e-mail: sikora@prz.edu.pl
tel: +48 17 865 1049

dr inż. Zdzisław PISAREK
e-mail: pisarzdz@prz.edu.pl
tel: +48 17 865 1615

dr hab. inż. Lucjan ŚLĘCZKA
e-mail: sleczka@prz.edu.pl
tel: +48 17 865 1631

Afiliacja Komitetu Redakcyjnego:
Politechnika Rzeszowska, Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury, Polska
Informacje dla autorów:
http://www.oficyna.portal.prz.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/budownictwo-i/

Dane kontaktowe do wydawcy:

Kierownik Oficyny Wydawniczej
mgr Barbara MAZEWSKA
Politechnika Rzeszowska
al. Powstańców Warszawy 12
35-959 Rzeszów
e-mail: oficyna1@prz.edu.pl
tel: +48 17 865 1606