

JCEEA

Czasopismo
Inżynierii Lądowej,
Środowiska
i Architektury

Journal of Civil
Engineering,
Environment
and Architecture

Kwartalnik
tom XXXII
zeszyt 62 (nr 4/2015)
październik-grudzień

(e-ISSN 2300-8903)

Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury jest kontynuacją
Zeszytów Naukowych Politechniki Rzeszowskiej - Budownictwo i Inżynieria Środowiska.

Wydano za zgodą Rektora

Redaktor naczelny
Wydawnictw Politechniki Rzeszowskiej
prof. dr hab. inż. Leonard ZIEMIAŃSKI

Rada Naukowa
prof. Mohamed Eid (Francja), prof. David Valis (Czechy)
prof. Nadežda Številová (Słowacja)
prof. Antonio João Carvalho de Albuquerque (Portugalia)
prof. Volodymyr V. Cherniuk (Ukraina)
prof. João Antonio Saraiva Pires da Fonseca (Portugalia)
prof. Dušan Katunsky (Słowacja), prof. Vincent Kvočák (Słowacja)
prof. Zinoviy Blikharsky (Ukraina), prof. Tomasz Winnicki (Polska)
prof. Czesława Rosik-Dulewska (Polska), prof. Krzysztof Knapik (Polska)
prof. Janusz A. Tomaszek (Polska), prof. Jerzy Ziółko (Polska)
prof. Ryszard L. Kowalczyk (Polska), prof. Stanisław Kuś (Polska)

Komitet Redakcyjny
(afiliacja: Polska)

redaktor naczelny

dr hab. inż. Piotr KOSZELNIK, prof. PRz

redaktorzy tematyczni (naukowi)

prof. dr hab. inż. Aleksander KOZŁOWSKI, prof. dr hab. inż. Janusz RAK

redaktor statystyczny

dr hab. inż. Szczepan WOLIŃSKI, prof. PRz

sekretarz redakcji

dr inż. Katarzyna PIETRUCHA-URBANIK

członkowie

dr inż. Renata GRUCA-ROKOSZ, dr inż. arch. Anna SIKORA
dr inż. Zdzisław PISAREK, dr hab. inż. Lucjan ŚLĘCZKA, prof. PRz

Przygotowanie matryc
Zdzisław PISAREK

p-ISSN 2300-5130
e-ISSN 2300-8903

Wersja drukowana Kwartalnika jest wersją pierwotną.

Redakcja czasopisma: Politechnika Rzeszowska, Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury, al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów, www.oficyna.portal.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/czasopismo-inzynierii-ladowej-s/ (e-mail: kpier@prz.edu.pl)

Wydawca: Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, al. Powstańców Warszawy 12, 35-959 Rzeszów, www.oficyna.portal.prz.edu.pl (e-mail: oficyna1@prz.edu.pl)

Informacje dodatkowe i stopka – str. 533

SPIS TREŚCI

Witold BASIŃSKI: Displacement amplitudes of forced vibration in double-slope SIN girders with semirigid joint.....	7
Anna BAZAN-KRZYWOSZAŃSKA, Maria MRÓWCZYŃSKA, Marta SKIBA: Badania percepcji mieszkańców Zielonej Góry – mapy mentalne	19
Lidia BUDA-OŻÓG: Analiza wpływu kształtowania zbrojenia w traczy projektowanej metodą ST	33
Patryk DENIZIAK, Elżbieta URBAŃSKA-GALEWSKA, Wojciech MIGDA: Analizy wpływu współpracy blach poszycia z konstrukcją nośną na wartości sił wewnętrznych i przemieszczeń hali stalowej.....	43
Kamil GASIŃSKI: Koncepcja budynku o wysokości 1000 m w tle światowego budownictwa wysokiego.....	55
Marian GIŻEJOWSKI, Radosław SZCZERBA, Marcin GAJEWSKI, Zbigniew STACHURA: Analiza nośności stalowej ramy płaskiej o blachownicowych elementach smukłościennych ...	73
Agnieszka GŁUSZKO, Lucjan ŚLĘCZKA: Weryfikacja stateczności elementów ściskanych za pomocą analizy zaawansowanej....	93
Miron GOGOL: The combined metal structures with the calculating regulation efforts.....	107
Bronisław GOSOWSKI, Piotr ORGANEK, Michał REDECKI: Nośność zakrytego połączenia płyt warstwowych z ryglami ściennymi	119
Dmytro HARASYM, Volodymyr LABAY: Investigations of the innovation model of exergy effectiveness of air conditioning system for operating cleanrooms	129

Waldemar IZDEBSKI, Zbigniew MALINOWSKI: Analiza stanu numeracji adresowej w Polsce i możliwości jej wykorzystania przez obywateli i administrację	141
Joanna JANICKA, Wioleta BŁASZCZAK-BAK, Anna SOBIERAJ: Porównanie pomiarów z inwentaryzacji linii wysokiego napięcia za pomocą lotniczego skaningu laserowego oraz tachimetrii	155
Joanna JANICKA, Sławomir CELLMER: Zastosowanie niestandardowego kryterium optymalizacji w transformacji Helmerta przy przeliczaniu współrzędnych.....	167
Roman KADAJ: Układy odniesienia PL-ETRF89, PL-ETRF2000 i relacje między nimi.....	181
Peter KAPALO, Anna SEDLAKOVA, Orest VOZNYAK, Ladislav TAZKY: Requirement to the fresh air in the congregation room.....	195
Peter KAPALO, Orest VOZNYAK: Experimental measurements of a carbon dioxide concentration for determining of a ventilation intensity in a room at pulsing mode	201
Janusz KOGUT, Lidia BUDA-OŻÓG, Wanda KOKOSZKA, Izabela SKRZYPCZAK: O możliwościach wzmacniania mostów płytowo belkowych w aspekcie projektowania i realizacji robót wzmocnieniowych.....	211
Tomasz KOZŁOWSKI, Robert SZULAR: Kształtowanie wysokościowych budynków mieszkalnych na przykładzie zespołu Olszynki Park w Rzeszowie	219
Wiesław KUBISZYN: Kształtowanie, projektowanie i wykonawstwo stalowych przewodów spalinowych kominów dwupowłokowych.....	239
Anna KUCHARCZYK: Nośność zakotwienia stalowego masztu antenowego w istniejących elementach budynku	251
Krzysztof KUCHTA, Mariusz MAŚLAK: Failure modes determining the resistance and the stability of steel cellular beams.....	263

Barbara MARKIEWICZ, Leonard ZIEMIAŃSKI: Numerical modal analysis of the FRP composite beam	281
Mariusz MAŚLAK, Ryszard SKIBA: Wybrane realizacje budynków z konstrukcją nośną wykonaną z zastosowaniem stali FRS odpornych na temperaturę pożarową	295
Ludmila MECIAROVA, Silvia VILCEKOVA: Analysis of VOCs in the indoor environment.....	309
Maria MRÓWCZYŃSKA, Małgorzata WAWER: Próba budowy katastru słonecznego na obszarze miasta Zielona Góra	321
Imad MUALLA, Borislav BELEV: Analysis, design and applications of rotational friction dampers for seismic protection.....	335
Grzegorz OLENIACZ, Izabela SKRZYPCZAK, Lidia BUDA-OŻÓG, Janusz KOGUT: Badania przemieszczeń stalowych wież telekomunikacyjnych o różnej konstrukcji trzonu	347
Krzysztof OSTROWSKI, Aleksander KOZŁOWSKI: Hierarchical validation of FEM models of bolted joints	357
Karol PERETA, Leonard ZIEMIAŃSKI: Evaluation of the efficiency of an noise barrier along the railway line Rzeszow - Medyka	369
Marian PONIEWIERA, Iwona JELONEK, Barbara GAŚSIOR: Model złoża oparty na parametrach jakościowych węgla kamiennych – pierwszy komunikat	379
Angelika RACZAK, Barbara MARKIEWICZ, Magdalena BATKO: Analiza numeryczna rozkładu naprężeń skręconego i obciążonego arkusza blachy fałdowej	395
Marta RYMAR, Lucjan ŚLĘCZKA: Resistance and durability analysis of steel supporting structure on the bell tower of St. Trinity church in Krosno.....	405
Zbigniew SIEJKA: Opracowanie sieci wektorowej GNSS, zintegrowanej z pomiarami klasycznymi na przykładzie osnowy kolejowej.	417

Nadezda STEVULOVA, Ivana SCHWARZOVA, Eva TERPAKOVA, Eva SINGOVSKA: Optimization of organic filler properties by its physical treatment	427
Krzysztof TROJNAR: Soil – hybrid pile interaction under lateral load	435
Pavlo VEGERA, Roman KHMIL, Zinoviy BLIKHARSKYY: The shear strength of reinforced concrete beams without shear reinforcement	447
Silvia VILCEKOVA, Eva KRIDLOVA BURDOVA: Rating of indoor environmental quality in systems of sustainability assessment of buildings	459
Agnieszka WIATER, Mateusz RAJCHEL, Tomasz SIWOWSKI: Badania płyt pomostu z betonu lekkiego zbrojonych prętami kompozytowymi GFRP	469
Krzysztof WILK: Wstępne rozpoznanie geotechniczne terenów dolin rzecznych pochodzenia aluwialnego poprzez zastosowanie zdjęć lotniczych i satelitarnych	493
Ireneusz WYCZAŁEK, Efthymios TSANTOPOULOS: Investigations over using mirrors and prisms in geodetic monitoring of building structures.....	505
Paweł ŻWIREK: Wybrane zagadnienia stosowania nominalnie płaskich blach fałdowych i paneli samonośnych do realizacji dachów zakrzywionych	519
Recenzenci współpracujący	531
Informacje dodatkowe	535

Witold BASIŃSKI¹

DISPLACEMENT AMPLITUDES OF FORCED VIBRATION IN DOUBLE-SLOPE SIN GIRDERS WITH SEMIRIGID JOINT

Displacement amplitudes of forced vibration in SIN girders with semirigid joint depend on the stiffness of the girder and the rotational stiffness of joints. Rotational stiffness has a decisive effect on the overall integrated stiffness of the girder. In addition, damping caused by semirigid joints produces differences in the frequency and amplitude of vibration. Therefore, an analysis of oscillatory motion in double-slope beams with corrugated web with semirigid joints in the mid-span was conducted. On the basis of dynamic experimental testing of three simply supported double-slope beams with corrugated web, rotational stiffness was determined for six joints. Using the theoretical models, namely the Kelvin-Voigt viscoelastic material and the standard one, differences in the displacement amplitude behaviour, damping and forces were shown. The investigations concerned girders with corrugated web for variable rotational stiffness of the joints under the action of the assumed excitation force.

Keywords: SIN girders, semirigid joints, rotational stiffness, viscoelastic material model

1. Introduction

For double-slope SIN girders with semirigid joint, which are in forced vibration, displacement amplitudes depend on the integrated stiffness of the K girder. Double-slope of the girder improves the rotational stiffness of the S_j joint, which increases the overall integrated stiffness of the K girder and affects the displacement amplitude in forced vibration. Variation in the rotational stiffness of the semirigid joint produces differences in damping, which affects forced vibration frequency in SIN girders with various types of semirigid joint in the mid-span.

The analysis was conducted on three simply supported double-slope girders with the corrugated web WTA 500/300x15 with the span of 6.02 m (Fig. 1).

¹ Author for correspondence: Witold Basiński, Silesian University of Technology, 44-100 Gliwice, ul. Akademicka 5, +48 32 2371127, witold.basinski@polsl.pl

In the initial stage, the rotational stiffness of semirigid end-plate joints found in the girders was determined on the basis of vibration measurements. [1]. The rotational stiffness of joints was determined for three different mass loads m_i .

The behaviour of displacement amplitudes in forced vibration in double-slope girders with the corrugated web was presented using two theoretical viscoelastic models of the material, namely the Voigt-Kelvin model and the standard one. The differences that resulted from the application of the two models of the material were shown.

The difference in magnitude of amplitude and damping while using the semirigid joints with variable rotational stiffness for different mass loading under the action of the assumed excitation force was determined.

2. Experimental determination the rotational stiffness of joints

For the investigations, models of double-slope girders were built using two independent, mirror-image shipment elements WTA 500/300x15. The shipment elements were connected by semirigid end-plate joints. As a result, three simply supported double-slope girders with the span of 6.02 m and the inclination angle of 10° were produced (Fig. 1).

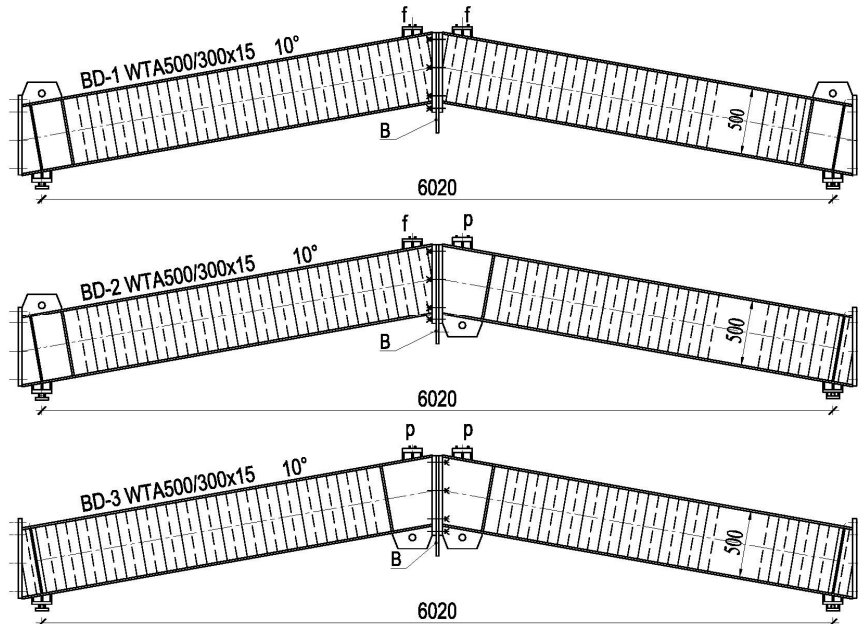


Fig. 1. Double-slope girders with corrugated web

Rys. 1. Dwuspadowy dźwigar ze środkiem z blachy faldowej

Webs and flanges of the double-slope girders were made of S235 steel. Rotational stiffness was determined for three types of end-plate joints:

1) with the corrugated web in contact with the end-plate on both sides of the f-f joint; 2) with a section of the flat web on one side of the joint and the corrugated web in contact with the end-plate on the other side of the p-f joint; 3) with a section of the flat web on both sides of the p-p joint (Fig.2)

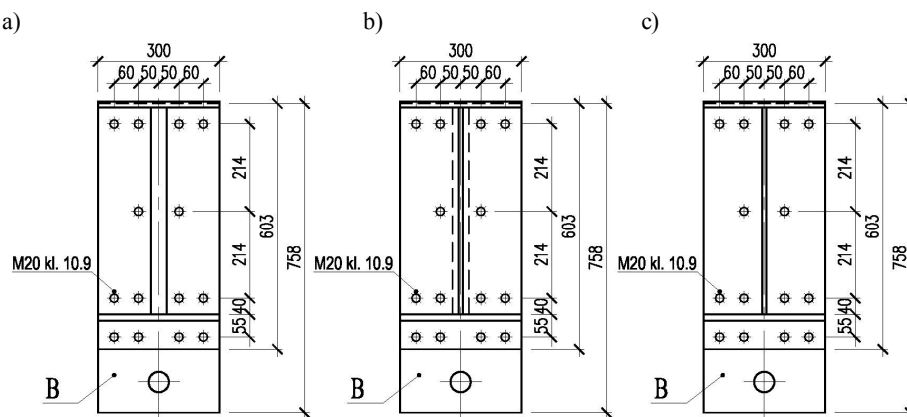


Fig. 2. End-plate joints in double-slope girders a) f-f in BD-1; b) p-f in BD-2; c) p-p in BD-3

Rys. 2. Połączenia doczołowe dźwigara dwuspadowego a) f-f w BD-1; b) p-f w BD-2; c) p-p w BD-3

In the end-plate joints of concern, the plates were 30 mm in thickness. The additional separator plate B, with the thickness of 20 mm, was necessary so that mass load m_i could be suspended. The joints were bolted with 10.9 grade M20 bolts. The tightening moment of $M_s = 120$ Nm was used to preload the bolts. That constituted 11% of the allowable strength of the bolt and made it possible to consider the joint semirigid. After the end-plates were bolted, no assembly deviations were observed.

The models of double-slope girders were installed on the test stand (Fig. 3). The test stand was built from concrete blocks (1), on which immovable (2) and movable (3) hinge supports were placed.

Three different mass loads of 421 kg, 1218 kg, and finally 2349 kg were suspended from the double-slope girder via plate B and a rigid joint made from 120x120x15 (4) angles. Mass loads m_i suspended from the double-slope girder were supported, via a 30 mm diameter steel ball, by a $\varnothing 50$ tube going through the large force plate.

In the tests, a short duration dynamic impulse was introduced by means of rapid elimination of the support under the mass load. Using the vibration analyzer (5), frequency, amplitude and acceleration of vertical damped free vibration of the girder – mass load m_i system were measured.

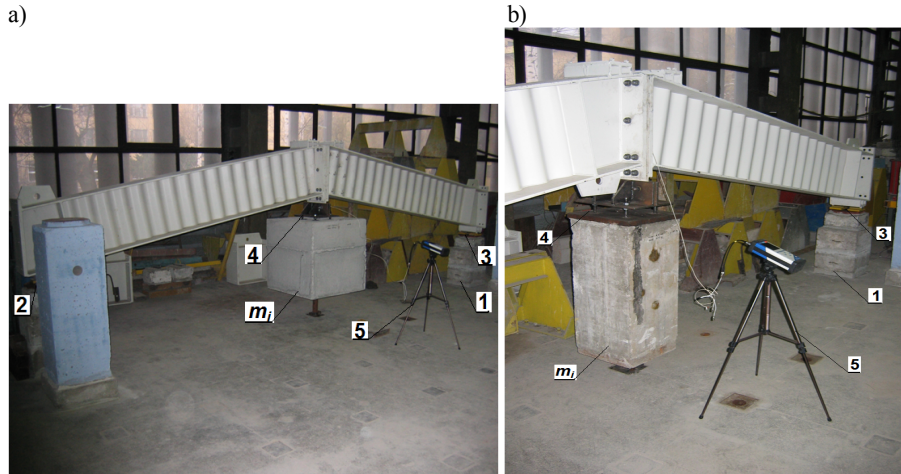


Fig. 3. Double-slope girders on the test stand in vibration measurement tests
 a) BD-1 with the mass of 1218 kg; b) BD-2 with the mass of 421 kg

Rys. 3. Dwuspadowe dźwigary na stanowisku badawczym podczas pomiaru wibracji
 a) dźwigar BD-1 z obciążeniem o masie 1218 kg; b) dźwigar BD-2 z obciążeniem o masie 421 kg;

On the basis of the measured dynamic parameters and the dynamic method, in accordance with [1], the rotational stiffness S_j of f-f, p-f and p-p joints was determined for successive mass loads applied to double-slope girders. Rotational stiffness results, smoothed with the regression curve, are presented in Table 1.

Table 1. Rotational stiffness of end-plate joints of the girder

Tabela 1. Sztywność giętna połączenia doczołowego w dźwigarze

Model	Type of the joint	Rotational stiffness S_j [kNm/rad]
1	2	3
BD-1 WTA/500x300x15	f-f	221402
BD-2 WTA/500x300x15	p-f	254325
BD-3 WTA/500x300x15	p-p	270257

3. Displacement amplitudes in double-slope girders in accordance with the Voigt-Kelvin model

In the first case, displacement amplitudes of double-slope girders in the forced motion were determined using the Voigt-Kelvin model, widely applied for studying viscoelastic materials (Fig. 4). The model is characterised by the occurrence of time delay with respect to the load applied.

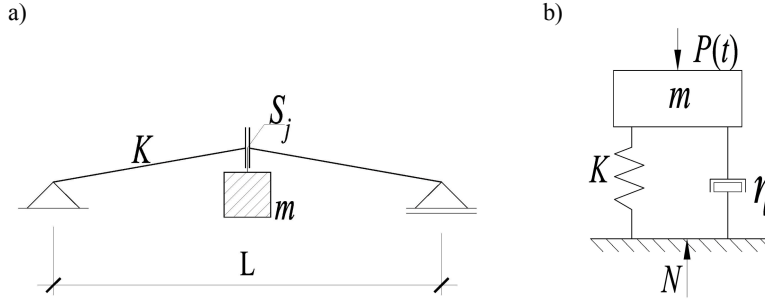


Fig. 4. Schema: a) double-slope girder; b) the Voigt – Kelvin material model

Rys. 4. Schemat: a) dźwigara dwuspadowego b) modelu materiałowego Voigta - Kelvina

In the Voigt-Kelvin model, the differential equation of displacements $q(t)$ of harmonically forced oscillatory motion has a widely known form [4] (1):

$$m \cdot \frac{d^2}{dt^2} q(t) + \eta \cdot \frac{d}{dt} q(t) + K \cdot q(t) = P_o \cdot \cos(\Omega \cdot t) \quad (1)$$

where: P_o – excitation force Ω – excitation frequency, K – the system stiffness, η – viscosity coefficient.

The displacement amplitude A_V of mass m in harmonic forced vibration in the steady state according to the Voigt-Kelvin model, which is a part of the general integral representing the displacement $q(t)$ of mass m , is determined from the dependence (2):

$$A_V = \frac{P_o}{(-m \cdot \Omega^2 + i \cdot \eta \cdot \Omega + K)} \quad (2)$$

where $i = \sqrt{-1}$.

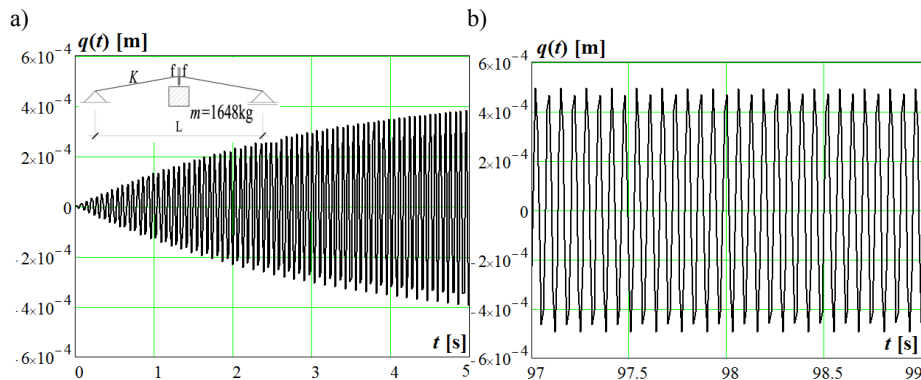
The profiles of motion and displacement amplitude in forced motion were presented for double-slope girders with the following corrugated webs: BD-1 with the f-f joint, BD-2 with the p-f joint, and BD-3 with the p-p joint. For the theoretical analysis, the parameters given in Table 2 were assumed. Those included the following: excitation force P_o ; mass of the suspended mass load m_i , concentrated mass m of the system, which accounted for the mass of the mass load m_i and equivalent concentrated mass of the girder m_s , viscosity coefficient η ; integrated stiffness of the girder - mass system and the frequency of undamped free vibration ω . The data in Table 2 were assumed on the basis of dynamic tests of SIN girders discussed in the paper [1].

Table 2. Parameters of double-slope SIN girders used in the dynamic analysis

Tabela 2. Parametry dwuspadowego dźwigara SIN użytego w analizach dynamicznych

Model	Type of the joint	P_o	m_i	m	η	K	ω
		[kN]	[kg]	[kg]	[kg/s]	[kN/m]	[rad/s]
1	2	3	4	5	6	7	8
BD-1 WTA/500x300x15	f-f	50	421	851	760	$1.5154 \cdot 10^7$	133.444
		50	1218	1648	1041	$1.5391 \cdot 10^7$	96.640
		50	2349	2779	920	$1.5046 \cdot 10^7$	73.581
BD-2 WTA/500x300x15	p-f	50	421	881	311	$1.5691 \cdot 10^7$	133.456
		50	1218	1678	639	$1.5672 \cdot 10^7$	96.642
		50	2349	2809	886	$1.5491 \cdot 10^7$	74.262
BD-3 WTA/500x300x15	p-p	50	421	908	268	$1.6171 \cdot 10^7$	133.452
		50	1218	1705	451	$1.5924 \cdot 10^7$	96.642
		50	2349	2836	850	$1.5932 \cdot 10^7$	74.952

The profile of motion $q(t)$ of double-slope girders built from Voigt-Kelvin material was shown on the example of BD-1 girder for the mass load of $m_i = 1218$ kg, which gives concentrated mass of the system of $m = 1648$ kg, when the equivalent concentrated mass is taken into account. For the selected parameters, the displacement of the concentrated mass of the system m of the BD-1 girder with the f-f joint in resonance excitation takes, in the initial stage and in the steady state, the form shown in Fig.5 (with zero initial conditions $q_o=0$ and $v_o=0$).

Fig. 5. Graphs presenting the displacements in the initial phase and the steady state of concentrated mass m of the system girder + mass loading of the BD-1 gabled SIN girder with f-f jointRys. 5. Graficzna prezentacja przemieszczeń w stanie początkowym i w stanie ustalonym masy skupionej m układu obciążenia masa + dźwigar, dwuspadowego dźwigara SIN z węzłem typu f-f

Displacement amplitudes in forced motion for BD-1, BD-2 and BD-3 girders were determined, in accordance with the Voigt-Kelvin material model, for successive mass loads m_i used in the tests. At the initial stage of the oscillatory motion of double-slope girders with the corrugated web in resonance excitation, the so-called is “quasi-beat” character of motion about low intensity is found. (Fig. 5a). This effect is attenuated in the steady state of the motion. The “quasi-beat” phenomenon can be eliminated by increasing the rotational stiffness S_j of the joint, thus decreasing damping, and also enhancing the integrated stiffness of K girder.

Displacement amplitudes were determined for the steady state of motion at variable excitation frequency including the resonance range. Graphs showing the profile of displacement amplitudes as a function of excitation frequency for double-slope girders with the corrugated web are presented in Fig 6.

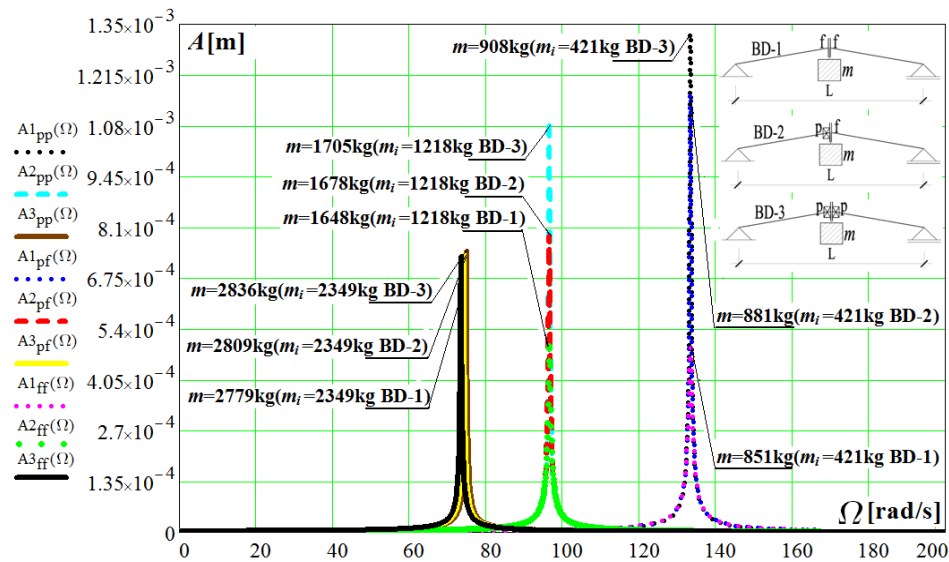


Fig. 6. Displacement amplitudes A_V of the concentrated mass m of the girder - mass load m_i system for double-slope SIN girders according to the Voigt-Kelvin material model

Rys. 6. Amplitudy przemieszczeń A_V masy skupionej m układu obciążenia dźwigar + masa m_i dla dwuspadowego dźwigara SIN według modelu materiałowego Voigta - Kelvina

The maximum displacement amplitudes occur in resonance excitation with the first vibration frequency. In the double-slope girders with mass loads of $m_i=421$ kg and $m_i=1218$ kg, the resonance phase shift is not observed. The minimal resonance phase shift occurs only for the mass load of $m_i=2349$ kg. In all double-slope girders, however, a noticeable difference in deflection values occurs. The highest deflection values were found for the BD-3 girder with the stiffest p-p joint. Decrease in the values of amplitude is accompanied

by a decrease in the rotational stiffness of the joint, which lowers the integrated stiffness of the K girder. The effect of joint stiffness fades away with an increase in mass load.

Additionally, increased stiffness of the joint produces a decrease in damping viscosity η , which in turn results in higher deflection values (amplitudes) generated in the structure in harmonic excitation.

4. Displacements amplitudes in double-slope girders in accordance with the standard model

To check the usability of the solution obtained with the Voigt-Kelvin model, in the second analysis of double-slope girders in forced motion, displacement amplitudes were estimated on the basis of the standard model (Fig. 7). The model is constructed by combining, in series, the Hook model and the Voigt-Kelvin model. In the resultant model, an instantaneous displacement is found, which is correlated to the load applied. Such a situation is always observed in steel structures. Thus, the standard model is the first and the simplest tool that can be used to estimate instantaneous displacements.

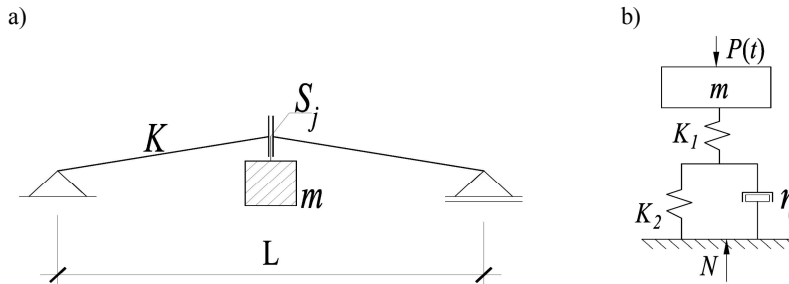


Fig. 7. Schema: a) double-slope girder; b) Standard material model

Rys. 7. Schemat: a) dźwigara dwuspadowego b) standardowego modelu materiałowego

In the standard model, the differential equation of the displacement $q(t)$ of harmonically forced oscillatory motion is expressed by the equation [5] (3):

$$\frac{d^3}{dt^3} q(t) + \frac{\omega_1^2 + \omega_2^2}{2 \cdot \rho_v} \cdot \frac{d^2}{dt^2} q(t) + \omega_1^2 \frac{d}{dt} q(t) + \frac{\omega_1^2 \cdot \omega_2^2}{2 \cdot \rho_v} \cdot q(t) = \frac{P_o}{m} \cdot \left(\frac{\omega_1^2 + \omega_2^2}{2 \cdot \rho_v} \cdot \sin(\Omega \cdot t) + \Omega \cdot \cos(\Omega \cdot t) \right) \quad (3)$$

where: $\rho_v = \eta/2m$ – damping corresponding to the damping in the Voigt-Kelvin model, ω_1, ω_2 – frequency of vibration of the first and the second spring according to (4):

$$\omega_1 = \sqrt{\frac{K_1}{m}} \quad \text{oraz} \quad \omega_2 = \sqrt{\frac{K_2}{m}}, \quad (4)$$

Amplitude of displacement A_S of mass m of harmonic forced vibration in the steady state in the standard model, which is a part of the general integral determining the displacement $q(t)$ of mass m , is determined from the following equation (5):

$$A_S = \frac{P_o \cdot (m \cdot \omega_1^2 + m \cdot \omega_2^2 + \Omega \cdot \eta)}{[m \cdot (-i \cdot \Omega^3 \cdot \eta - m \cdot \Omega^2 \cdot \omega_1^2 - m \cdot \Omega^2 \cdot \omega_2^2 + i \cdot \omega_1^2 \cdot \Omega \cdot \eta + \omega_1^2 \cdot \omega_2^2 \cdot m)]}. \quad (5)$$

The profile of motion $q(t)$ for double-slope girders built from the standard material was presented in the same way as it was the case for the Voigt-Kelvin material model, i.e. on the example of the BD-1 girder with the mass load of $m_i = 1218$ kg ($m=1648$ kg). The division of integrated stiffness of K girder into $K_2 = (20/19)K$ and $K_1 = 20K$ was assumed. On the basis of viscosity η determined in the tests, damping ρ_v , assumed in the standard model corresponded to damping in the Voigt-Kelvin model.

For the parameters listed in Table 2, the displacement of the concentrated mass of the BD-1 girder and the f-f joint system in resonance excitation, at the initial stage and in the steady state, has a form presented in Fig. 8. (assuming the initial zero conditions $q_o=0$, $v_o=0$ and $a_o=0$).

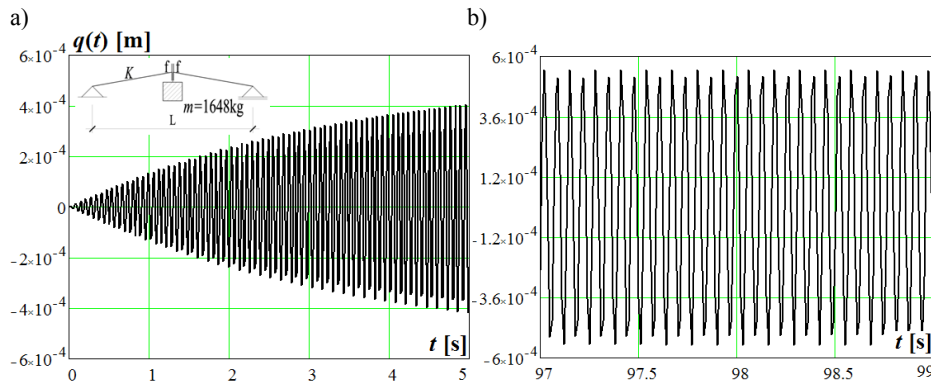


Fig. 8. Graphs of displacements of the concentrated mass m of the girder and mass load system in the initial stage and the steady state for BD-1 double-slope girder with the f-f joint.

Rys. 8. Graficzna prezentacja przemieszczeń masy skupionej m układu obciążenia masa + dźwigar , w stanie początkowym i w stanie ustalonym dwuspadowego dźwigara BD-1 z węzłem typu f-f

The profile of motion of double-slope girders in excitation obtained with the standard material model is similar to that produced when the Voigt-Kelvin

material model was used. The minimal effect of the so-called “quasi-beat” occurs only at the initial stage. This unfavourable effect, which can lead to the superposition of successive vibration waves, disappears when the stiffness of the joint (and thereby the stiffness of the girder) increases. As it was the case with the Voigt-Kelvin material model, in the steady state, “quasi-beat” fades away.

Amplitude and frequency analysis conducted in accordance with the standard material model concerned BD-1, BD-2 and BD-3 double-slope girders, to which three mass loads, namely m_i : 421, 1218 and 2349 kg were applied in the tests. Displacement amplitudes in the steady motion were determined from the dependence (5). Graphs showing the dependence of displacement amplitude on the excitation frequency are presented in Fig.9.

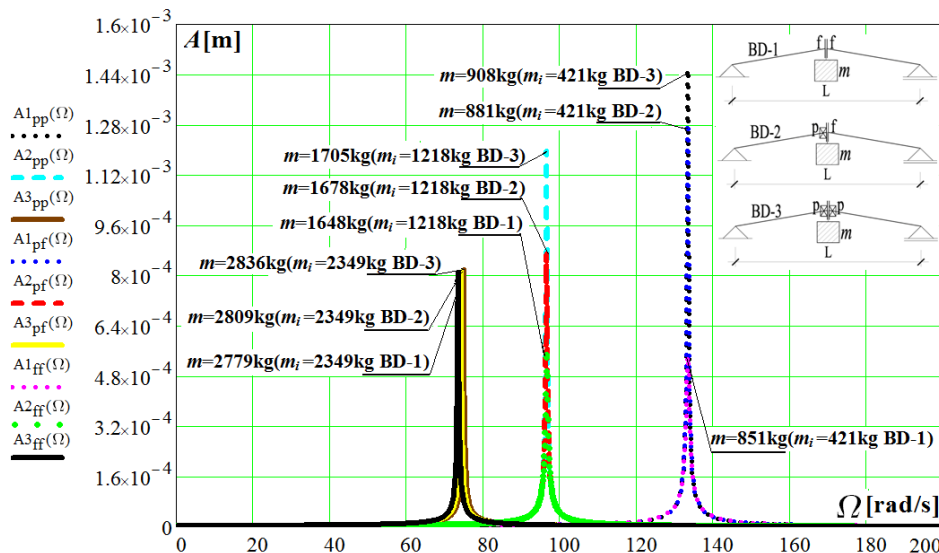


Fig. 9. Displacement amplitudes A_s of the concentrated mass m of the girder - mass load m_i system for double-slope girders according to the standard material model

Rys. 9. Amplitudy przemieszczeń A_s masy skupionej m układu obciążenia dźwigara + masa m_i , dla dwuspadowego dźwigara według standardowego modelu materiałowego

When the standard material model is applied, all double-slope girders with the flexible joint reach the maximum amplitude due to the excitation force of the same excitation frequency as for the Voigt-Kelvin material model. It should be added that for the standard material model, free vibration frequencies ω_1 and ω_2 , differ from those for the Voigt-Kelvin material model, which is due to stiffness K . Additionally, the maximum displacement amplitude occurs in the final stage in steady motion at free vibration frequency of ω corresponding to the resonance frequency.

When the standard model is used, like for the Voigt-Kelvin material model, no clear resonance phase shift is observed in double-slope girders. Additionally, in all double-slope girders, a noticeable difference in the magnitude of amplitudes can be seen for the standard model. The highest values are found for the BD-3 girder with the most rigid p-p joint. In addition, as a result of the influence of damping on displacement amplitudes, the BD-1 girder with the f-f joint, in which greater damping occurred, showed considerably lower values of displacement amplitude in forced motion. As regards BD-3 and BD-1 girders, the maximum ratio of amplitudes amounted to 284%.

For both models, an increase in the joint stiffness, and consequently reduction in damping, resulted in higher deflection of the structure in harmonic excitation, e.g. due to the action of gust of wind. It should be added that for the standard model, displacement amplitudes of harmonically forced oscillatory motion are up to 11% higher than in the case of the Voigt-Kelvin model.

5. Conclusions

Maximum displacement amplitudes in double-slope girders with the corrugated web built from the Voigt-Kelvin material and the standard one depend on the integrated stiffness of K girder, which is affected by the rotational stiffness of joint S_j and damping. Therefore, increasing joint stiffness results in damping decrease. Consequently, by controlling joint stiffness it is possible to control damping, and thereby displacement amplitudes in harmonically forced motion. That plays an important role when the structure is under cyclic load, such as e.g. gusts of wind.

For both the Voigt-Kelvin material model and the standard one, double-slope girders with the corrugated web with the semirigid joint reach the maximum displacement amplitudes in harmonically forced oscillatory motion at resonance excitation corresponding to the free vibration frequency ω .

The maximum amplitude for the BD-3 double-slope girder with the p-p joint proved to be 284% higher than the displacement amplitude of the BD-1 double-slope girder with the f-f joint. The resonance phase shift was not observed in the double-slope girders with the corrugated web.

The comparison of the vibration amplitude in girders built in accordance with the Voigt-Kelvin material model and the standard one shows that displacement estimated on the basis of the standard material model is up to 11% greater than it was the case for the Voigt-Kelvin material model.

Bibliography

- [1] Basiński W. Determination of the rotational stiffness of semirigid end joints in metallic structures based on the measured vibrations. PhD thesis. Silesian University of Technology. Gliwice 2006 (in Polish).

- [2] Basiński W. Analysis of changes in the frequency of vibration of circular beams with semirigid joint in the middle of the span. Rzeszów – Bezmiechowa Conference 2008 (in Polish).
- [3] Basiński W. Amplitude of displacements of simply supported SIN girders with semirigid joint. Proceedings of the 12th International Conference on New Trends in Statics and Dynamics of Buildings, Bratislava, October 16-17, 2014.
- [4] Chmielewski T. Zembaty Z.: Basics of building dynamics. Arkady. Warszawa 1998 (in Polish).
- [5] Kowal Z.: The dynamics of a weightless beam on viscoelastic supports. Archives of Civil Engineering. Volume XII, 1/1966 (in Polish).
- [6] Langer J.: The dynamics of the building. Wrocław University of Technology Publishing House. Wrocław 1980 (in Polish).
- [7] Novak R. – Machacek J.: Design resistance of undulating webs under patch loading. Proceedings of the Third International Conference on Coupled Instabilities in Metal Structures VIMS 2000, Lisbon, Portugal 2000.
- [8] Profile of corrugated web of SIN. Principles of dimensioning. Cracow University of Technology. Cracow 2002 (in Polish).
- [9] EN 1993-1-5. Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1.5: Plated structural elements. 2008.

AMPLITUDY PRZEMIESZCZEŃ DRGAŃ WYMUSZONYCH W DWUSPADOWYCH DŹWIGARACH SIN Z WĘZŁEM PÓLSZTYWNYM

Streszczenie

Amplitudy przemieszczeń drgań wymuszonych w dźwigarach SIN z połączeniem półsztywnym zależą od sztywności dźwigara i sztywności giętej węzłów. Sztywność giętna ma decydujący wpływ na całkowitą sztywność dźwigara. W dodatku, tłumienie spowodowane przez węzły półsztywne powoduje różnice częstotliwości i amplitudy drgań. Dlatego, przeprowadzono analizę ruchu wahadłowego dwuspadowych belek z falistym środkiem i półsztywnym węzłem w środku rozpiętości. Na podstawie doświadczalnych badań dynamicznych, trzech swobodnie podpartych belek dwuspadowych ze środkiem z blachy falistej, określono sztywność giętną sześciu połączeń. Wykorzystując materiałowe modele teoretyczne, mianowicie lepkosprężysty model Kelvin-Voigt oraz model standardowy, wykazano różnice w zachowaniu się amplitudy przemieszczeń, tłumienia i sił. Prowadzone analizy dotyczyły dźwigarów ze środkiem z blachy fałdowej dla różnych sztywności giętych połączeń poniżej wartości siły wzbudzającej.

Słowa kluczowe: dźwigary SIN, połączenia półsztywne, sztywność giętna, lepkosprężysty model materiałowy

Przesłano do redakcji: 30.05.2015

Przyjęto do druku: 1.12.2015

DOI: 10.7862/rb.2015.174

Anna BAZAN-KRZYWOSZAŃSKA¹
Maria MRÓWCZYŃSKA²
Marta SKIBA³

BADANIA PERCEPCJI MIESZKAŃCÓW ZIELONEJ GÓRY – MAPY MENTALNE

Artykuł przedstawia próbę zwrócenia uwagi na elementy kompozycji urbanistycznej miasta Zielona Góra, które są ważne dla jej mieszkańców. Badania percepcji umożliwiającą określenie i hierarchizację elementów przestrzennych miasta. Jako metodę badawczą przyjęto mapy mentalne tworzone przez mieszkańców. Miasto przedstawiane spontanicznie w formie graficznej, w skojarzeniach, wyróżniających elementy przestrzeni miejskiej, jest powszechnie stosowaną techniką badań. Większa część elementów i obiektów urbanistycznej kompozycji miasta powtarzała się na wszystkich mapach. Dzięki temu badaniu można określić co jest ważne i dostrzegane w przestrzeni przez jej użytkowników, a tym samym na co władze lokalne powinny zwrócić szczególną uwagę. Często wyróżniane obiekty są symbolami, punktami orientacyjnymi i elementami związanymi z wydarzeniami kulturowymi, z którymi społeczność lokalna się identyfikuje. Zapis urbanistyczny w lokalnych dokumentach planistycznych (mpzp) powinien te elementy wyróżniać i chronić.

Słowa kluczowe: percepcja, obraz miasta, mapy mentalne, Zielona Góra

1. Wstęp

Każdy, kto identyfikuje się z miejscem jako jego właściciel, obejmuje to swoje miejsce szczególnym rodzajem percepcji [14], troszcząc się o nie i wykazując poczucie odpowiedzialności. Można powiedzieć, że miejsce posiadające właściciela jest uporządkowane i zadbane, w odróżnieniu od niczyjego. W percepcji człowieka liczy się przede wszystkim użyteczność formy i symbo-

¹ Autor do korespondencji: Anna Bazan-Krzywoszańska, Uniwersytet Zielonogórski, Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska, tel. 68 3282309, a.bazan@aiu.uz.zgora.pl.

² Maria Mrówczyńska, Uniwersytet Zielonogórski, Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska, tel. 68 3282309, m.mrowczynska@ib.uz.zgora.pl.

³ Marta Skiba, Uniwersytet Zielonogórski, Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska, tel. 68 3282309, m.skiba@aiu.uz.zgora.pl.

lika. Dlatego też najwspanialsza forma pozbawiona funkcji akceptowanej oraz symbolicznych znaczeń, nie jest postrzegana i rejestrowana. Elementy obrazu jak mit, rytuał, ceremoniał społeczny są podstawą jego czytelności.

Nawyki percepcyjne najczęściej kształtują się poprzez przejmowanie wzorów od poprzedniego pokolenia, tworząc po prostu tradycję [14]. O tym, co dziś jest akceptowalne decyduje, nie tylko środowisko naturalne, sytuacja ekonomiczna, ale przede wszystkim tradycja społeczna i kulturowa, charakterystyczna dla miejsca życia. Dlatego, jeśli brakuje wokół przyjaznych i akceptowanych przestrzeni - wzrasta rola przestrzeni najbardziej prywatnych, czyli domu. Zatem niedostępne, otoczone szczelnymi, wysokimi płotami domy na wsi są wyrazem braku akceptacji dla przestrzeni przed domem, choć kontrast pomiędzy nimi a innymi obejściami, przed którymi stoją np. ławeczki, dla nie spieszących się mieszkańcy wsi, często razi.

Na współczesnych przedmieściach, w miejscach dobrze skomunikowanych z centrum, lokowane są podmiejskie obszary funkcjonalne. Widoczne są one z daleka. Najczęściej, stanowią one komercyjne wizytówki miast. Widoczne z głównych komunikacyjnych szlaków, przyciągają wzrok agresywnymi reklamami. Nie współgrają z otaczającym krajobrazem, zagłuszają go. Reklamami luksusowych sklepów, informują przybyszów o sile nabywczej mieszkańców miasta. Współczesny człowiek poznaje miasto nie po grubości otaczających go murów miejskich czy wysokości wieży ratusza, lecz po reklamach i ilości metrów kwadratowych powierzchni centrów handlowo-usługowych, po hektarach parkingów, które nieodłącznie im towarzyszą. Jest to skutek niekontrolowanego wzrostu miast, rezultat fali ułatwień inwestycyjnych [9].

Szansą na wzmocnienie wizerunku miast i ich korzystny odbiór może stać się większa aktywność oraz przedsiębiorczość samorządów lokalnych związana np. z kształtowaniem nowych możliwości i wzorców przybliżających wizję wspólnie kształtowanej i użytkowanej przestrzeni. Tej przestrzeni, która rozciąga się np. pomiędzy parkingiem centrum handlowego a przydomowym garażem przeciętnego mieszkańca Zielonej Góry.

Symbol miejsca

Aby zyskać akceptację społeczną wizualnej formy przestrzeni konieczne jest zbudowanie ciągłości historycznej elementów urbanistycznych wpisanych w pamięć mieszkańców. W literaturze niewiele prac odnosi się bezpośrednio do badania jakości zmienianej przestrzeni. Niemniej można dla tych celów wykorzystać wskazówki zawarte w pracach Bogdanowskiego, Dąbrowskiej-Budziło, Wejcherta, Wojciechowskiego, odnoszące się do percepcji, oceny jakości krajobrazu, czy budowy panoram [5,6,7,20,21]. Są one obszernie omawiane w odniesieniu do terenów zurbanizowanych. *„Widoki funkcjonują w świadomości ludzkiej jako symbol danego miejsca, często z nim identyfikowane. Fragmenty przestrzeni miasta pełniące rolę symboli są poznawalne i identy-*

fikowane przez większość mieszkańców. Posiadają zindywidualizowane formy, są zaakcentowane w panoramie miasta elementami pionowymi i poziomymi, dzięki nim miasto staje się łatwiejsze do odwzorowania w pamięci i czytelne”[6]. "Obraz środowiska, uogólniony mentalny wizerunek materialnego świata zewnętrznego ugruntowany w umyśle człowieka, jest kluczowym ogniwem procesu poszukiwania drogi. taki obraz, który jest równocześnie bezpośrednim wrażeniem oraz wynikiem pamięci przeszłych doświadczeń, służy do interpretowania informacji i wskazywania kierunku działań. Potrzeba rozpoznawania i strukturyzacji naszego otoczenia jest tak istotna i ma tak głębokie korzenie w przeszłości, że tego rodzaju obraz ma dla człowieka rozległe znaczenie praktyczne i emocjonalne”[12]. Rzeczywiście, każde miasto posiada takie charakterystyczne miejsca - symbole. Doskonałym dowodem ich istnienia są wyniki badań ankietowych przeprowadzonych przez Bagińskiego [1,2].

Istotą percepcji jest widok, który powoduje nasze zainteresowanie. Wśród wielu różnych widoków można jednak wyodrębnić te, które zapadają w pamięć jako bardziej wyraziste, oryginalne lub znaczące. Najważniejsze są wrażenia, które najsilniej oddziałują na naszą świadomość. Odbiorca architektury czy sztuki dostrzega różne jej aspekty. Czasem dostrzega piękno, innym razem oryginalność, a kiedy indziej jej chaos i brzydotę [5].

2. Badania percepcji w literaturze

Studia nad zapamiętywaniem drogi rozpropagowała w świecie klasyczna już praca Lyncha [12]. Autor próbował dociec, jakich fragmentów terenu ludzie nie zapamiętują i z jakiego powodu. Ustalił również, że w orientacji w przestrzeni istotną rolę pełnią:

- 1) *"drogi (...) kanały, wzdłuż których obserwator zwyczajowo, od czasu do czasu, albo potencjalnie się porusza(...) mogą to być ulice, przejścia, pomosty, pasáže, trasy tranzytowe, kanały, tory kolejowe",*
- 2) *"krawędzie (...) linearne elementy, których obserwator nie używa ani nie wyobraża sobie jako dróg (...) To granice między dwoma etapami; linearne przerwy w ciągłości: nabrzeża, odcinki linii kolejowych, ściany (...)",*
- 3) *"rejonny (...) są średnimi lub większymi częściami miasta, w wyobraźni posiadającymi dwuwymiarową powierzchnię, do wnętrza których obserwator mentalnie wchodzi i które są rozpoznawalne, jako że posiadają jakiś (...) identyfikujący charakter",*
- 4) *"węzły - miejsca - strategiczne punkty miasta, do których obserwator może się dostać i pomiędzy którymi się porusza (...) - skrzyżowania, przystanki środków transportu, punkty zbiegu dróg (...),*
- 5) *punkty orientacyjne jako typ elementu odniesienia "działający od zewnątrz (...) konkretny obiekt, jak budowla, sztyld (...)[12];*

Z badań Lyncha wynika, że punkty, ciągi i struktury przestrzenne z różnych względów stają się ważne dla danego człowieka lub społeczeństwa [12].

Mogą zapadać w pamięć ze względu na swoją formę lub funkcję, która je wyróżnia w otoczeniu. Czasem są to miejsca związane z konkretnymi wypadkami lub sytuacjami z życia ankietowanej osoby lub miejsca lokalnej tradycji, często nieczytelne dla osób "z zewnątrz".

Za paralele do badań Lyncha można uznać analizy krajobrazowe Warszawy prowadzone pod kierunkiem Wejcherta i zapisywane w postaci tzw. „krzywej wrażeń” przez osoby poruszające się wzdłuż wybranej trasy [20]. Autor stwierdził, że szczegółowość postrzegania środowiska zależy od szybkości przemieszczania się obserwatora. Kierowcy pojazdów, z racji prędkości przemieszczania się pojazdu w którym podróżują, wykazują znacznie mniejsze, niż piesi, uwrażliwienie na występowanie elementów drobnych, finezjnych, czy wymagających refleksji.

W innym kontekście podjął ten problem Bogdanowski opisując specyfikę, jaką tworzy więź z otoczeniem i poczucie tożsamości [5]. Akceptacja rodzimego krajobrazu powoduje odrzucanie elementów negatywnych i tworzenie swojego stereotypu – modelu krajobrazu pozytywnego. Ponadto, jak pisze Wojciechowski na akceptację krajobrazu przez daną społeczność ma wpływ stopień „świadomości estetycznej” jej członków osiągnięty przez odpowiedni system edukacyjny i znajomość dziedzictwa kulturowego [21]. Uzasadnieniem mogą być badania opisane przez Nęckiego, które wykazały, że każda społeczność narodowa czy regionalna, każda klasa społeczna waloryzuje przestrzeń w odrębny, specyficzny sposób [13]. Im lepsza edukacja, tym lepsze zrozumienie form historycznych i ich znaczeń. Uczymy się nie tylko bezpośredniego użytkowania przestrzeni, ale także jej symboliki i roli, jaką ta przestrzeń odgrywa w relacjach społecznych formalnych i nieformalnych. Środowisko ma swoją historię użytkowania i jeżeli nie istnieją specjalne powody do zmiany interpretacji danej przestrzeni, to przeważnie kontynuuje się (dziedziczny) dotychczasowy sposób jej użytkowania [14].

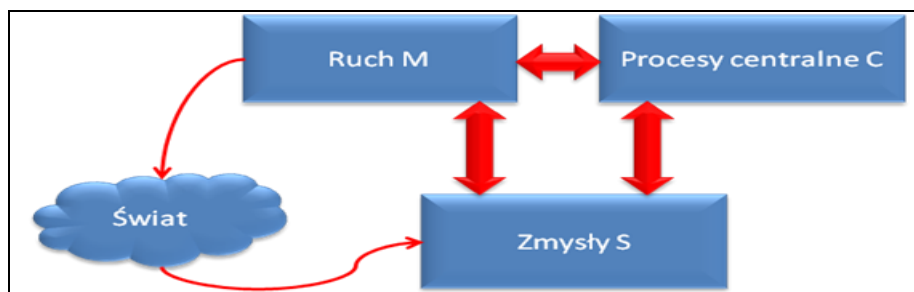
Większość badań w wielu kategoriach dyscyplinarnych m.in.: krajobrazie, geografii, leśnictwie, rekreacji, ochronie środowiska i zachowaniach behawioralnych i interdyscyplinarnych, dotyczy paradygmatu eksperta i paradygmatu psychofizycznego. Odzwierciedla to działalność wielu profesjonalistów, którzy korzystają ze swojego wykształcenia i charakteru praktyk zawodowych (architekci, planiści ale i menadżerowie zarządzający turystyką i rekreacją) [24]. Niewiele jest artykułów w czasopismach dotyczących postrzegania krajobrazu, gdzie nacisk kładzie się na psychofizyczne i poznawcze podejście odbioru. Wiele natomiast artykułów zawiera krytykę empirycznych badań, sposobu oceny percepcji, dyskusji dotyczących dopasowywania technik do konkretnych problemów i teoretycznych dyskusji metodologicznych na ten temat [17]. Każda krytyka zapewnia konkretne propozycje dla poprawy metod, być może nieuchwytnego, optymalnego sposobu oceny [16].

Obraz miasta

Istotnie, pojęcia tworzone przez psychologów trudno jest zwykle odnieść do bardziej fundamentalnych, mierzalnych cech związanych z pracą mózgu. Ciekawy jest pomysł przedstawiony przez Duchą, związany z procesami poznawczymi i preferowanym sposobem postrzegania, opartym na konkretnym doświadczeniu lub abstrakcyjnym myśleniu, oraz sposobie działania, z wykorzystaniem eksperymentu albo obserwacji refleksyjnej [8]. Opisał on model, w którym rozróżnia 3 typy aktywności mózgu:

- 1) procesy na poziomie kory analizującej *dane zmysłowe S*, gdzie powstają wzorce aktywności konieczne do rozróżniania dźwięków, kształtów, wrażeń dotykowych itd. (głównie kora wzrokowa, słuchowa, czuciowa);
- 2) procesy centralne C, związane z *abstrakcyjnymi pojęciami*, które nie mają silnych składowych zmysłowych i angażują głównie korę skojarzeniową (ciemieniową, skroniową i przedczołową).
- 3) procesy motoryczne, związane z aktywacją kory ruchowej, *wyobraźnią ruchową* jak i fizycznymi manipulacjami (głównie kora czołowa, jądra podstawy, mózdzek) [8].

Mapa poznawcza może być zatem równoznaczna z określeniem wyobrażenia przestrzeni miejskiej. Teoria wysnuta na obserwacji, że długotrwały związek mieszkańca z określonym terenem prowadzi do powstania doświadczeń, które zapisywane są w pamięci w postaci wyobrażeń czasu i przestrzeni.



Rys. 1. Model aktywności mózgu wg Duchy [8]. Autorzy

Fig. 1. Model of brain activity by Duch [8]. Authors

Wiele procesów poznawczych – percepcja niejednoznacznych obrazów, przypominanie, planowanie, rozwiązywanie problemów, spontaniczna aktywność, daje się przedstawić w 3 krokach:

- 1) przygotowanie mózgu i uświadomienie sobie zadania;
- 2) oczekiwanie na pojawienie się nieświadomych skojarzeń, które pozwolą zrobić krok w kierunku rozwiązania;
- 3) świadome dostrzeżenie najciekawszych skojarzeń.

Według Ducha uczenie się nowych rzeczy musi się opierać na wcześniej zdobytej wiedzy. Podstawą jest istniejąca struktura pojęć i relacji między nimi (transformacji). To przestrzeń, w której pojawić się powinny nowe elementy. Jeśli jednak nie ma na czym się oprzeć uczenie nie będzie efektywne, pozostanie na poziomie formułek przechowywanych w pamięci [8].

3. Metoda badawcza

Metodą badawczą było sporządzanie map mentalnych, które w odróżnieniu od ankiety ustnej, gdzie sposób zadawania pytań i ich kolejność mogą sugerować odpowiedź, nie posiada tej wady [3,12,15]. Można je wykonać dla praktycznie wszystkich dziedzin i sytuacji, w których planuje się twórcze odniesienie do jakiegoś zagadnienia [10]. Można w ten sposób ukazać połączenia pomiędzy pojęciami i zorientować się w aspektach treści (np.: ukazać zabarwienie emocjonalne). W trakcie zapamiętywania powstaje mapa umysłowa – jako subiektywny schemat obiektów i relacji między nimi [13]. Wiadomo, że uczenie się rozkładu przestrzennego przebiega względnie szybko, tak że każde następne spotkanie z określonym środowiskiem jest ułatwione poprzez pamięć poprzednich. Odbiór nie pojedynczego wnętrza lecz całych sekwencji widoków staje się mimo woli podstawą kształtowania w świadomości mapy mentalnej otoczenia[5].

Artykuł prezentuje wyniki badań przeprowadzonych w 2015 roku w Zielonej Górze. Grupa badawcza składała się z 60 studentów I roku studiów magisterskich Kierunku Architektura i Urbanistyka Uniwersytetu Zielonogórskiego, którzy w grupach trzy osobowych sporządzali mapy Zielonej Góry.

Badania map wyobraźniowych polegają na analizie dokumentów wykonanych przez respondentów. Były to albo mapy (szkice), albo opisy słowne do hasła Zielona Góra. W przypadku mapy analizowany jest sposób wykonywania rysunku, orientacja rysunku, wzajemne ułożenie obiektów, obecność lub brak pewnych elementów, powiększenie lub pomniejszenie niektórych obszarów. W badaniu opisów zwraca się szczególną uwagę na wartości przypisywane niektórym miejscom.

4. Zielona Góra

Zielona Góra znana jest jako miasto o bogatych tradycjach winiarskich, które dziś żyją w historii i kulturze, a w przeszłości obecne były w gospodarce i krajobrazie przestrzennym. Oficjalnym miejskim świętem [Winobranie](#) stało się w roku [1852](#), co urzędowo ogłosił magistrat. Uprawa winogron opłacała się z powodu dość łagodnego klimatu, który charakteryzuje się cechami mikroklimatu zwłaszcza na obszarze wzgórz, gdzie zmniejszone są amplitudy dobowe i występują bardzo ciepłe noce (średnio w miesiącach półrocza letniego o 0,5 do 1,5°C cieplejsze niż w Poznaniu, Wrocławiu, czy Słubicach). Obszar miasta

Zielonej Góry charakteryzuje się też niższą liczbą dni z przymrozkami niż obszary wokół miasta, położone niżej.

Granice administracyjne miasta obejmują: miasto - historyczne centrum wraz z nowymi osiedlami mieszkaniowymi i strefą przemysłową oraz pierścień lasów, a od 1 stycznia 2015 roku także gminę wiejską. Rozwój miasta następuje na zewnątrz terenów zurbanizowanych poprzez stopniowe rozlewanie się wzdłuż szlaków komunikacyjnych oraz wycinkę drzew.

Centrum miasta położone jest w niewielkim obniżeniu w stosunku do osiedli mieszkaniowych położonych na wzniesieniach. Osiedla mieszkaniowe charakteryzują się wysoką zabudową od 5 do 11 kondygnacji i dużą intensywnością zabudowy. Najczęściej graniczą one bezpośrednio z terenami lasów, które traktowane są jako zieleni uzupełniająca i rekreacyjna. Zabudowa 11 kondygnacyjna wyraźnie góruje wysokością w panoramie miasta, widocznie wystając ponad lasy. Wzrost intensywności i wysokości zabudowy dominuje w pasie południowo-zachodnim miasta.

Informacją wizualną dla użytkownika przestrzeni miejskiej jest praktycznie wszystko: formy elementów naturalnego środowiska miejskiego, ukształtowanie powierzchni terenu, cieków i zbiorników wodnych, zieleni, nieboskłonu, a także zbiorowiska ludzkie wypełniające przestrzenie publiczne. Wpływ na odbiór informacji mają poszczególne obiekty, nawierzchnie ulic, małe formy architektoniczne i inżynierskie, pomniki i rzeźby. Ułatwiają one orientację w układzie przestrzennym miasta, określają charakter i funkcję różnych elementów zabudowy miejskiej, dostarczają informacji kulturalnych, handlowych i usługowych, zawiadamiają o wydarzeniach codziennego życia. Dzięki temu odbiera się panoramę miasta (np. ze wzgórz lub punktów widokowych, których w Zielonej Górze nie brakuje) – jako jego wizytówkę.

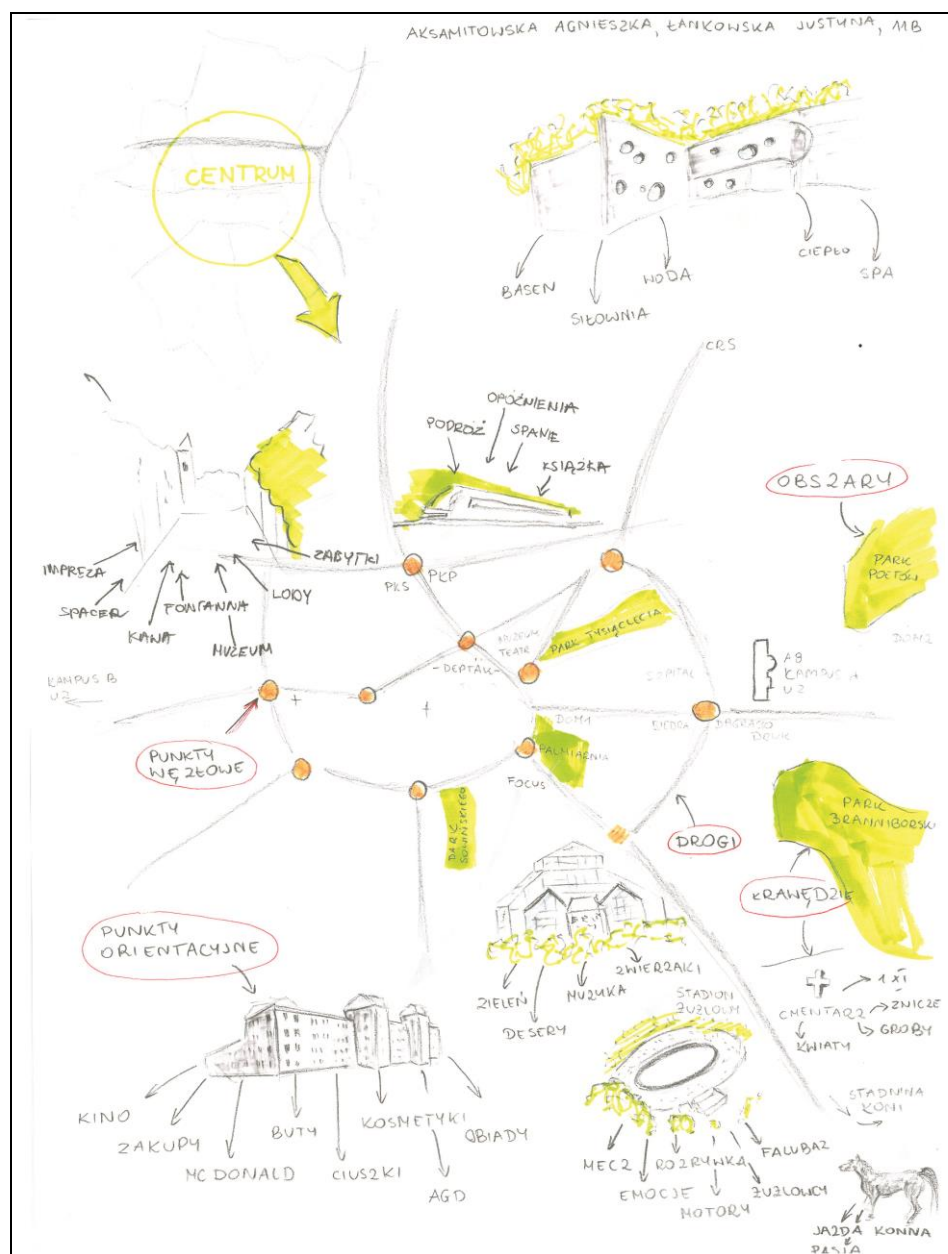
Współczesne miasta o tradycyjnym układzie w centrum, takim jak Zielona Góra, obrastają nowymi układami komunikacyjnymi, a w swoich strefach peryferyjnych nowymi strukturami przestrzennymi, związanymi z centrami handlowo-usługowymi, rekreacyjnymi, edukacyjnymi. Te nowe układy, najczęściej bezkształtne, zdominowane są przez infrastrukturę związaną z ruchem samochodowym. Wyróżnia je najczęściej zła definicja miejsca, brak granic i czytelnej symboliki ułatwiającej poruszanie się w obszarze zurbanizowanym. Wszystko to nie sprzyja czytelności kompozycji układów miejskich, nie ułatwia orientacji w przestrzeni. Poza tym nie rodzi związków emocjonalnych, poczucia ładu i tożsamości z miejscem.

Codzienna przestrzeń mieszkańca to przestrzeń oddziaływań informacyjnych, bezustannie weryfikowanych przez człowieka podczas obserwacji. W następstwie wszechobecnych masowych środków przekazu współczesny człowiek dysponuje specyficznym rodzajem wrażliwości zmysłowej: postrzegania w codziennym życiu tego co niezwykle i zaskakujące [18]. Odbiorca współczesny, w coraz większym stopniu, potrzebuje przyswajania wszelkich informacji za pomocą obrazów. Potrzebę tę zaspokajają nie tylko telewizja, ki-

no ale również komputer, plakaty, plansze reklamowe, ilustracje. Obraz i cała ikonosfera przynoszą natychmiastowy rezultat myślowy i wyobrażeniowy, są maksymalnie syntetyczne, przedstawiają daną informację od razu i w całości. Fakt ten pociąga za sobą zmianę sposobów myślenia – rodzą się skojarzenia wywołane przez zbiory obrazów, odczucia natury emocjonalnej i intuicyjnej [18]. Wpływ na odbiór informacji mają poszczególne obiekty, nawierzchnie ulic, małe formy architektoniczne i inżynierskie, pomniki i rzeźby, a także zbiorowiska ludzkie wypełniające przestrzenie publiczne. Ułatwiają one orientację w układzie przestrzennym miasta, określają charakter i funkcję różnych elementów zabudowy miejskiej, dostarczają informacji kulturalnych, handlowych i usługowych, zawiadamiają o wydarzeniach codziennego życia.

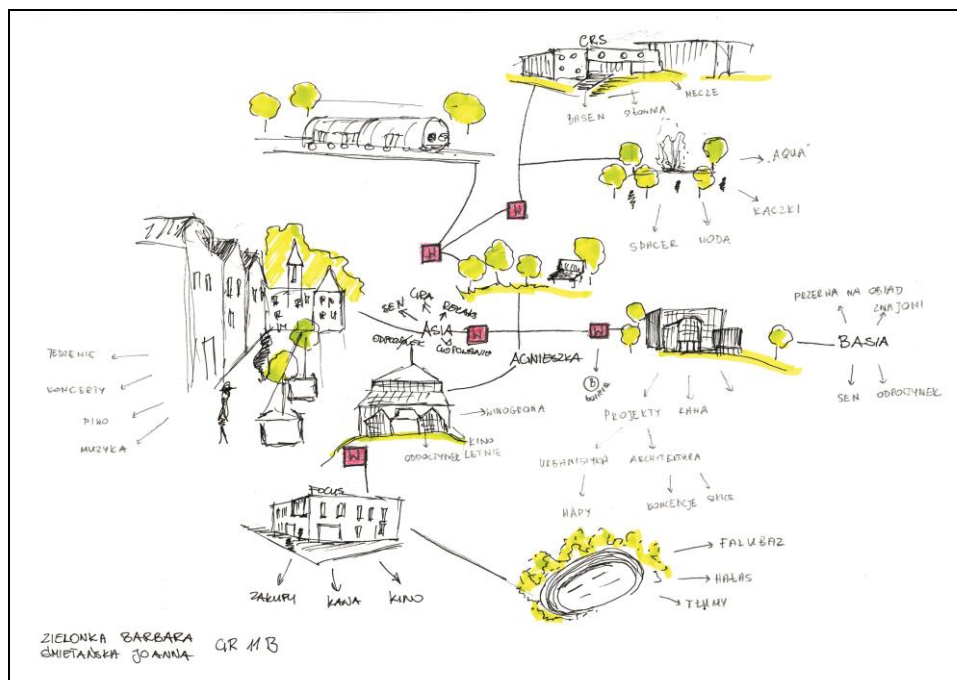
Spółeczny sposób wytwarzania przestrzeni, uwzględniając „dialekt trwania”, zakłada że przestrzeń to „trwała pamięć społeczeństwa”. „Wszelkie miasto ... jako napięta społeczność ze swoimi kryzysami, przerwami, katastrofami ... musi być umieszczone i rozumiane w kompleksie otaczających je wsi i archipelagów sąsiednich miast ... musi zatem być usytuowane w ożywiającym ten kompleks ruchu, mniej czy bardziej sięgającym w przeszłość, niekiedy sięgającym bardzo odległych rejonów czasu” [4]. *Przestrzeń abstrakcyjna idea* (matematycznie) *własność materii* (fizycznie) *środowisko naturalne* *wykształcone w określony sposób w toku ewolucji* (przyrodniczo) *twór ludzki, antropogeniczny, kulturowy i społeczny, tworzony przez jednostki, grupy i zbiorowości ludzkie* (społecznie, kulturowo).

Leszkowicz – Baczyńska Ż., Machaj I. i Zdulski M., w 1998 r., przeprowadzili za pomocą wywiadu, badania pod tytułem „Zielona Góra 98 – dziś jutro miasta w oczach mieszkańców” [23]. Całość oparta została na porównaniu zgodności wyników przeprowadzonych wywiadów z zapisami Studium uwarunkowań i kierunków zagospodarowania przestrzennego miasta Zielona Góra. Wynikiem badania stała się diagnoza świadomości mieszkańców odnośnie życia społecznego, z określeniem preferowanych przez nich przeobrażeń funkcji miasta. Badający stwierdzili między innymi, że mieszkańcy mimo deklaracji odnoszącej się do znajomości miasta, nie potrafili określić jego granic. Próba wyjaśnienia tego mechanizmu oparta została na teorii Lyncha [12], który twierdzi, iż granicę dla obserwatora stanowią elementy linearne przestrzeni, takie jak linia kolejowa, ogrodzenie czy autostrada. Dodatkowo odczucie to potęgują elementy nieprzekraczalne poprzecznie. Zielonej Górze brak wyrazistych granic. Fizycznie tworzą je ściany lasu i łąki. Badając, jak mieszkańcy Zielonej Góry strukturalizują miasto, wykazano iż niezależnie od określeń urbanistów, dzielących miasto w studium na zespoły dzielnicowe, przeciętny mieszkaniec widzi je w ramach osiedli mieszkaniowych.



Rys. 2. Przykład mapy mentalnej wykonanej przez studentów Uniwersytetu Zielonogórskiego

Fig. 2. Example mental map made by students of the University of Zielona Góra



Rys. 3. Przykład mapy mentalnej wykonanej przez studentów Uniwersytetu Zielonogórskiego

Fig. 3. Example mental map made by students of the University of Zielona Góra

Wnioski z badania

Mapy mentalne dla miasta Zielona Góra, wskazują zbiór luźnych wyobrażeń i kojarzeń dotyczących przestrzeni miasta. Wyrażają dostrzegane, przez użytkowników przestrzeni miasta, znaki - obraz zależny jest od sposobu wykorzystywania przestrzeni, wybranego środka transportu komunikacyjnego, miejsca zamieszkania, jak też sposobu obserwacji i postrzegania. Przyjąć należy iż przeciętny mieszkaniec zna dobrze tylko niewielki fragment swojego miasta, zwłaszcza ten z najbliższego otoczenia lub ten, który często odwiedza albo po prostu uznaje za ważny. Bo czym innym można wytłumaczyć, że stare miasto z długim deptakiem, tak charakterystyczne dla Zielonej Góry znalazło wyraz w odpowiedziach studentów rzadziej niż Centrum Rekreacyjno Sportowe czy stadion żużlowy. Znakiem czasu jest patrzenie na miasto z okien samochodu czy autobusu i częste odwiedzanie centrów handlowych - CH Focus Mall Zielona Góra. Podmiejskie strefy funkcjonalne w postaci centrów handlowych, edukacyjnych czy rekreacyjnych wraz z szybkimi trasami dojazdowymi to współczesne bramy miasta. Pełnią rolę dominant przestrzennych widocznych w reklamach z daleka. One pozwalają na szybką orientację przestrzenną, pełnią

funkcję znaczników – miejsca spotkań. W głównej mierze determinują też nasz wizerunek miasta, w tym jego ład i porządek w ukształtowaniu przestrzennym oraz jakość kształtowanej architektury. Studenci za pomocą swoich map zaprezentowali obraz miasta Zielona Góra (patrz rys. 2, 3), wyszczególniając miejsca mające dla nich znaczenie w obrazie ogólnym tej przestrzeni. W ich pracach miejsca nauki, sportu i rekreacji z którymi wiąże się ich czas mają główne odzwierciedlenie.

5. Dyskusja

Przestawieni w badaniach literaturowych badacze wyróżniali dwa podstawowe sposoby organizacji informacji przestrzennych: sekwencyjny (liniowy) oraz przestrzenny [5,6,7,10,12,20]. Ten pierwszy używany był w obszarach słabo znanych, gdzie znane były obiekty jedynie wzdłuż pewnych tras. I drugi, gdy lepiej poznany obszar informacji przestrzennych był systematyzowany, tworząc sieć powiązanych ze sobą obiektów.

Warunkiem akceptacji zmian wprowadzonych w przestrzeni jest rozpoznawanie elementów, stanowiących w oczach mieszkańców o tożsamości miasta. Traktując krajobraz urbanistyczny jako dobro publiczne łatwo dostrzegamy, że nie da się go chronić lub upiększyć bez zrozumienia i woli mieszkańców [14]. Widać zatem ogromną potrzebę kontaktowania się z miejscową ludnością na różnych etapach planowania i projektowania. Znając przekonania i szanując to, co cenne, można podjąć dialog i promować odpowiednie walory widokowe, choćby przez prasę, radio i telewizję lokalną [18].

Z zaprezentowanych prac wynika, że proces postrzegania środowiska stał się jednym z istotnych elementów programów badań tzw. „jakości życia” [22]. Problem doboru i stosowania odpowiednich metod oceny jakości przestrzeni oraz problem kształtowania się odczucia tej jakości stanowi funkcję percepcji, której istotą jest suma odebranych bodźców środowiska, możliwych do przetworzenia, narastająca od poczucia spokoju, piękna do satysfakcji i tożsamości z prezentowanym krajobrazem [22].

6. Wnioski

Celem prezentowanych przez autorki i podobnych badań w literaturze przedmiotu jest stworzenie narzędzi pomocnych w opracowaniu np. planów poprawy atrakcyjności miast, wykorzystujących szanse stworzone choćby przez Unię Europejską w zintegrowanych programach operacyjnych rozwoju regionalnego (zasady polityki regionalnej w Unii Europejskiej zostały dostosowane do zapewnienia zrównoważonego postępu ekonomicznego i socjalnego we wszystkich państwach). Opisana metoda sporządzania map mentalnych może i powinna być pomocna w zdobyciu wiedzy koniecznej dla uzyskania akceptacji społecznej wszelkich planów inwestycyjnych, w tym dotyczących realiza-

cji inwestycji o charakterze celu publicznego. Krajobraz naszego codziennego życia składa się nie tylko z ludzi spotykanych na naszej trasie od przystanku, sklepu, kiosku do pracy, ale i z przestrzeni, w której znajdują się konkretne charakterystyczne dla danej przestrzeni urbanistycznej obiekty. Przestrzeni, którą powinniśmy uważać za bezpieczną i własną, w której każde dzieło architektury jest nie tylko przedmiotem materialnym ale szczególnym zapisem myśli i dążeń swego twórcy. Choć nie zawsze, zgodne z jego intencją, postrzeganie jest przez odbiorców.

W każdym mieście istnieją elementy architektoniczne i urbanistyczne, które podlegają oglądowi i ocenie z perspektywy mieszkańca, ale także przybysza. Oceny te mogą bardzo różnić się od ocen profesjonalistów: urbanistów czy planistów przestrzennych. Każdy, niezależnie czy identyfikuje się z miastem czy nie, poznaje i przyswaja sobie jego obraz. Interesującym jest nie tylko sam obraz tej przestrzeni, ale także proces jego przyswajania. W badaniach ankietowych forma zadawania pytania może sugerować sposób jej waloryzacji. Żeby tego uniknąć przyjęto formę rysunkową, a zadaniem było narysowanie z pamięci planu Zielonej Góry. Taka forma badania mapy mentalnej, jako pozbawiona zabarwienia emocjonalnego, sprowadza się do pamięciowego odtworzenia najlepiej poznanych fragmentów miasta. Zapewne są to ślady najczęstszych wędrówek po mieście.

Jednym z instrumentów polityki lokalnej, w której wspólne dobro, jakim jest obraz naszego miasta, powinno być zabezpieczone, jest nie tylko miejscowy plan zagospodarowania przestrzennego czy studium uwarunkowań i kierunków rozwoju ale i strategia rozwoju miasta. Tu powinny znaleźć wyraz wyniki badań i studiów wpływające bezpośrednio na kształt zagospodarowywanej przestrzeni, także ankietowe badania preferencji mieszkańców, wykonane np. w oparciu o mapy mentalne, prezentujące nie tylko wieloletnią politykę przestrzenną ale i nawyki mieszkańców.

Społeczeństwo ocenia architekturę według pewnych stereotypów, które zmieniają się podobnie jak dominujące formy przestrzeni publicznych. Modele kompozycji miejskich takich jak rynek z ratuszem i kościołem to nie tylko kulturowe dziedzictwo ale i dowód, że każda epoka zapisuje się w swoich dziełach na swój własny, niepowtarzalny sposób. Współczesne formy wieżowców, centrów handlowych i autostrad powstały pod wpływem istniejących warunków, w szczególności wymagań funkcji i stosowanych konstrukcji. Co właściwie potwierdziły przeprowadzone badania obrazu Zielonej Góry.

Literatura

- [1] Bagiński E., Zarys metod, technik i wyników badań, oraz Teoretyczne podstawy przy czynkowych rozważań nad przestrzenią w aspekcie społeczno-kulturowym, w: Planowanie przestrzenne, zarys metod i technik badawczych red. E. Bagiński, Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 1994.

- [2] Bagiński E., Preferencje mieszkaniowe ludności miasta średniej wielkości (na przykładzie Zielonej Góry), Prace Naukowe Instytutu Historii Architektury, Sztuki i Techniki Politechniki Wrocławskiej , Wydawnictwo Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 1992.
- [3] Bańka A., Społeczna psychologia środowiskowa. Scholar, Warszawa 2002.
- [4] Braudel F., Historia i trwanie, Czytelnik, Warszawa, 1971.
- [5] Bogdanowski J., Droga od percepcji do ochrony i kształtowania krajobrazu, w: O percepcji środowiska(pr. zbior.), Zeszyty Naukowe 9, Instytut Ekologii, Oficyna Wydawnicza PAN, 1994.
- [6] Dąbrowska-Budziło K., Studia widokowe w planach zagospodarowania przestrzennego w: Czasopismo Techniczne 1A/1998, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Kraków 1995.
- [7] Dąbrowska-Budziło K., Walory widokowe krajobrazu, w: Architektura krajobrazu a planowanie przestrzenne, red. K. Pawłowska, Politechnika Krakowska, Kraków 2001.
- [8] Duch W., [Mózgi i Edukacja: w stronę Neurokognitywnej Fenomiki](#). W: Informatyka w Edukacji, lipiec. Toruń, 2013.
- [9] Jastrząb T., Przestrzenie publiczne we współczesnej urbanistyce i architekturze. Wydawnictwo Politechniki Poznańskiej, 2004.
- [10] Kozak W., Mapa mentalna czyli twórcza technika notowania, Kielce 1999.
- [11] Lewicka M., Psychologia miejsca. Scholar, Warszawa, 2012.
- [12] Lynch K., Obraz miasta, Wydawnictwo Archivolta Michał Stępień, Kraków 2011.
- [13] Nęcki Z., Percepcja środowiska – ujęcie psychologiczne, w: O percepcji środowiska(pr. zbior.), Zeszyty Naukowe 9, Instytut Ekologii, Oficyna Wydawnicza PAN, 1994.
- [14] Pawłowska K., Idea swojskości, Wyd. Politechniki Krakowskiej, Kraków 2001.
- [15] Skiba M., Obraz Zielonej Góry w badaniach preferencji mieszkańców, na podstawie map mentalnych sporządzonych przez studentów Uniwersytetu Zielonogórskiego”, w: Czasopismo Techniczne : Architektura, , z. 11-A, Kraków 2005, s. 392-395.
- [16] Stamps A. E., 2004. Mystery, complexity, legibility and coherence: A meta-analysis. *Journal of Environmental Psychology* 24, s. 1–16.
- [17] Stamps A. E., Nasar J. L., 2005. Using Pre-construction validation to regulate urban skylines. *Journal of the American Planning Association* Vol. 71, No. 1, s.73-91.
- [18] Szolginia W., Informacja wizualna w krajobrazie miejskim, WFiA, 1980.
- [19] Wallis A., Społeczna anatomia mieszkania w: Miasto i przestrzeń, Warszawa 1977.
- [20] Wejchert K., Elementy kompozycji urbanistycznej, Wydawnictwo Arkady, Warszawa 1974.
- [21] Wojciechowski K., O przydatności badań percepcji krajobrazu, w: O percepcji środowiska(pr. zbior.), Zeszyty Naukowe 9, Instytut Ekologii, Oficyna Wydawnicza PAN, 1994.
- [22] Ziobrowski Z., Mierniki jakości przestrzeni miejskiej, IGPIK, CPBR Warszawa 1992.
- [23] Zielona Góra. Socjologiczne studium miasta i jego mieszkańców. Pod red. I. Machaj, Oficyna wydawnicza Impuls, Kraków 2001.
- [24] Zube E., Sell J. Taylor J., 1982. Landscape perception: research, application and theory . *Landscape Planning* 9, s. 1-33.

PERCEPTIONS OF RESIDENTS CITY ZIELONA GÓRA - MENTAL MAPS

Summary

The article presents an attempt to draw attention to the elements of the urban composition city Zielona Gora, which are important for people. Perception study helps in identify and hierarchy of spatial elements of the city. The research method adopted mental maps which was created by the residents. The city presented in graphical case elements of urban space is a commonly used technique research. The greater part of the elements and main urban objects are repeated on all maps. With this test you can determine what is important and perceived in space by its users and what local authorities should pay particular attention. Very often it turned out that drawn by the respondents elements are symbolic objects or elements of related cultural events, important for the residents of the city. It shows that local urban planning documents (Master Plan) should stand and protect objects or spaces this elements .

Keywords: perception, city image, mental maps, Zielona Gora

Przesłano do redakcji: 30.05.2015

Przyjęto do druku: 10.01.2016

DOI: 10.7862/rb.2015.175

Lidia BUDA-OŻÓG¹

ANALIZA WPŁYWU KSZTAŁTOWANIA ZBROJENIA W TRACZY PROJEKTOWANEJ METODĄ ST

Zgodnie z zaleceniami PN-EN-1992-1-1 stosowanie modeli ST jest szczególnie uzasadnione w obszarach dwuosiowego rozkładu naprężeń, to jest krótkich wspornikach i tarczach. W metodzie ST rozpatruje się pola naprężeń spełniające wszystkie warunki równowagi, a następnie sprawdza się czy te pola są polami naprężeń bezpiecznych w całym obszarze konstrukcji. Nie są to jednak metody rozpowszechnione i brak jest zaleceń odnośnie rozkładu zbrojenia otrzymanego z modelu kratownicowego. W niniejszym artykule podjęto próbę analizy wpływu kształtowania zbrojenia tarczy, otrzymanego z modelu ST, na wartości naprężeń, odkształceń i zarysowanie. Przedmiotem analizy była jednoprzęsłowa tarcza niska, obciążona w dwóch punktach o zbrojeniu skoncentrowanym i rozłożonym. Analizę numeryczną tarczy dla różnych przypadków ukształtowania zbrojenia przeprowadzono w programie ATENA 2D. Do modelowania betonu użyto wbudowany w programie model materiałowy SBETA, a do modelowania stali model materiałowy „reinforcement”, zapewniający idealne połączenie między betonem i zbrojeniem. Przeprowadzona analiza potwierdza, że projektowanie z zastosowaniem modeli ST pozwala na bezpieczne oszacowanie nośności elementu. Jest to jednak metoda wymagająca od projektanta umiejętności kształtowania zbrojenia zgodnie z oczekiwanym mechanizmem zniszczenia lub przebiegiem zarysowania. W analizowanej tarczy w przypadku zbrojenia skoncentrowanego zniszczenia nastąpiło na wskutek uplastycznienia stali w strefie przypodporowej, natomiast w tarczy ze zbrojeniem rozłożonym w przęśle w wyniku osiągnięcia przez stal wartości granicznych odkształceń przy uplastycznieniu.

Słowa kluczowe: tarcza, modele ST, naprężenia, odkształcenia, zarysowanie

1. Wprowadzenie

Tarczownice to często spotykany element nośny i usztywniający, występujący w różnego typu konstrukcjach żelbetowych. Praca tarcz najczęściej analizowana jest w płaski stanie naprężeń, których rozkład, dla tarcz wykonanych z materiału izotropowego, liniowo sprężystego zależy od schematu statycznego,

¹ Autor do korespondencji: Lidia Buda-Ożóg, Politechnika Rzeszowska, Poznańska 2, 35-084 Rzeszów, lida@prz.edu.pl.

wymiarów geometrycznych, a także od rodzaju i sposobu przyłożonego obciążenia.

Rozpatrując dowolny element przy założeniu, że jest liniowo sprężysty i izotropowy, można go podzielić na dwa obszary:

- a) obszar typu B- liniowy przebieg naprężeń, obowiązuje prawo Bernoulliego, zwykle można przypisać schemat płyty lub pręta,
- b) obszar typu D- nieliniowy przebieg naprężeń, płaski stan naprężeń.

Obszar D oznacza nieciągłość obciążenia lub nieciągłość kształtu. Zazwyczaj dla ułatwienia przyjmuję się, że sięga on na wysokość przekroju od nieciągłości, która go wygenerowała. W elementach o ustrojach tarczowych i proporcjach tarczowych, obszary D dotyczą prawie całego lub całego modelu obliczeniowego. Projektując tego typu ustroje, obliczenia można przeprowadzić z wykorzystaniem MES w celu wyznaczenia maksymalnych naprężeń rozciągających i ściskających w poszczególnych punktach tarczy.

Alternatywną metodą jest możliwość projektowania tarczownic na podstawie tzw. ścieżek sił. Wymaga ona bardzo dobrego wyczucia rozkładu naprężeń, a przystępując do obliczeń konstrukcji, należy mieć świadomość, że tworzony model odzwierciedla tylko wyobrażenie o niej. Otrzymane wyniki obliczeń pozwalają tylko na oszacowanie występujących w konstrukcji sił. Dlatego też istnieje możliwość dla tej samej konstrukcji, stosowanie różnych modeli obliczeniowych. Przyjęte modele prętowe odzwierciedlające przepływ sił, dotyczą tylko sprawdzenia stanu nośności konstrukcji.

W niniejszym artykule poddano analizie nośności dwóch tarczownic o zróżnicowanym obciążeniu, wymiarach i schemacie statycznym zaprojektowanych z wykorzystaniem modeli ST. Analizę nośności tak zaprojektowanych tarcz, przeprowadzono w programie ATENA. Na podstawie obliczeń numerycznych sprawdzono również przebieg i szerokość zarysowania w zaprojektowanych metodą ST elementach tarczownicowych.

2. Projektowanie tarcz metodą ST

Stosowanie kratownic jako modeli do analizy sił wewnętrznych w konstrukcjach żelbetowych ma bardzo długą historię i znane jest od końca XIX. Za prekursorów praktycznego jej zastosowania w projektowaniu zarysowanych konstrukcji żelbetowych uważa się W. Rittera i E. Mörscha. Obszerny przegląd zagadnienia dotyczącego wykorzystania modeli kratownicowych w projektowaniu można znaleźć w pracy Schäfera i J. Schlaicha [1], a także w polskich opracowaniach autorstwa: W. Starosolskiego [2], T. Urbana [3] oraz M. Knauff [4].

Projektowanie z zastosowaniem modeli ST znalazło się już w zaleceniach Eurokodu z 1991 roku [5]. W aktualnej wersji Eurokodu [6] podstawowe informacje można znaleźć w rozdziale 6.5 i załączniku J. Zgodnie z zawartymi tam zaleceniami stosowanie modeli kratownicowych jest szczególnie uzasadnione

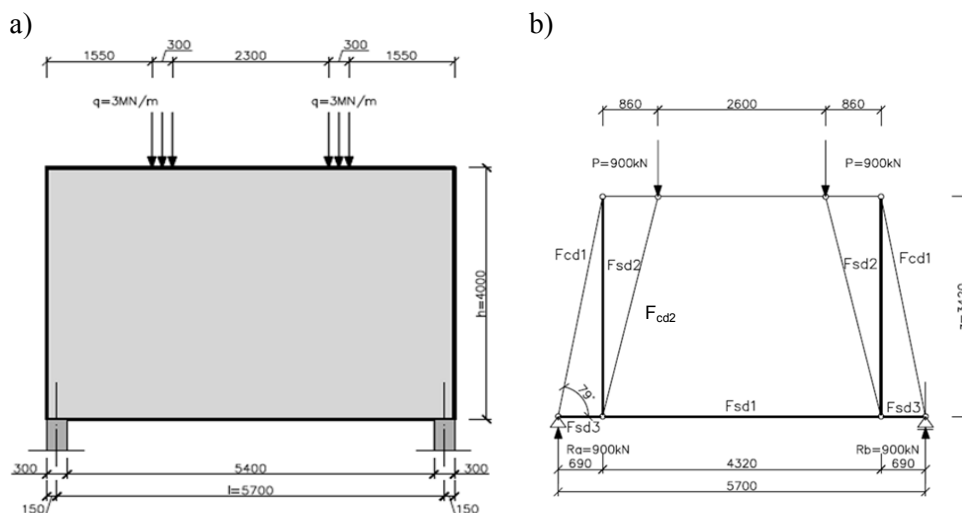
w obszarach dwuosioowego rozkładu naprężeń, to jest krótkich wspornikach, narożach ram, strefach przypoportowych belek czy tarczownicach.

Unowocześnienie znanej metody kratownicowej w modelach Strut and Tie polega na zastosowaniu zasad teorii plastyczności, bazujących na twierdzeniu o dolnej granicy obciążenia konstrukcji oraz wykorzystaniu pewnych założeń dotyczących przekazywania się sił z prętów zbrojenia na beton. Twierdzenie o dolnej granicy obciążenia – metoda statyczna, stanowi, że największe spośród statycznie dopuszczalnych obciążeń i odpowiednio dopuszczalnych naprężeń jest mniejsze od obciążenia niszczącego. Korzystając z metody statycznej w ujęciu teorii nośności granicznej, otrzymujemy nośności mniejsze lub równe rzeczywistemu obciążeniu niszczącemu.

W metodzie ST rozpatruje się pola naprężeń spełniające wszystkie warunki równowagi, a następnie sprawdza się czy te pola są polami naprężeń bezpiecznych w całym obszarze konstrukcji. Zastosowanie twierdzenia o nośności granicznej rodzi potrzebę sprawdzania warunków równowagi sił wewnętrznych i zewnętrznych działających na konstrukcję, a obciążenia te muszą być bezpiecznie przenoszone przez elementy ustroju tworzącego model.

Model ST składa się z rozciąganych prętów- T, odwzorowujących zbrojenie rozciągane oraz ściskanych prętów S, odwzorowujących wydodrębnione obszary betonu ściskanego. Pręty S i T połączone są w odpowiednio ukształtowanych węzłach, umożliwiających zakotwienie zbrojenia rozciąganego i przeniesienie naprężeń ściskających.

Przedmiotem analizy była tarcza o grubości $b=30$ cm, wymiarach i obciążeniu jak na rysunku 1a. Przyjęty model ST analizowanej tarczy przedstawiono na rysunku 1b. Tarczę zaprojektowano z betonu C30/37 i stali zbrojeniowej B500SP.



Rys. 1. Analizowana tarcza: a) wymiary i obciążenie, b) model ST tarczy
 Fig. 1. Analyzed wall a) dimensions and load, b) ST models of wall

Projektując model ST analizowanej tarczy przyjęto zgodnie z [2], że dla tarczy niskiej tj. $h/l < 1,2$, ramię sił wewnętrznych powinien spełniać warunek:

$$z \leq 0,6 \cdot l = 0,6 \cdot 5,7 = 3,42 \text{ m} \quad (1)$$

Wymaganego zbrojenia w strefie rozciąganej wyznaczone z zależności (2) zestawiono w tabeli 1.

$$A_{si} = \frac{F_{sdi}}{f_{yd}} \quad (2)$$

Tabela.1. Wymagane zbrojenie w strefie rozciąganej tarczy T1

Table.1. The reinforcement required in the tensile zone for the wall T1

Siła rozciągająca [kN]	powierzchnia [cm ²]
$F_{sd1} = 407,8$	9,71
$F_{sd3} = 181,6$	4,32
$F_{sd2} = 900,0$	21,42

Sprawdzenie betonowych prętów ściskanych przeprowadzono wg formuły:

$$\sigma_c = \frac{F_c}{a_i \cdot b} \leq \sigma_{Rd, \max} \quad (3)$$

Przyjmując w prętach typu – S, w zarysowanych strefach ściskanych obliczeniową wytrzymałość na ściskanie betonu:

$$\sigma_{Rd, \max} = 0,6 \cdot v' \cdot f_{cd} = 0,6 \cdot 0,88 \cdot 21,4 = 11,3 \text{ MPa} \quad (4)$$

$$\text{gdzie: } v' = 1 - \frac{f_{ck}}{250} = 1 - \frac{30}{250} = 0,88 \quad (5)$$

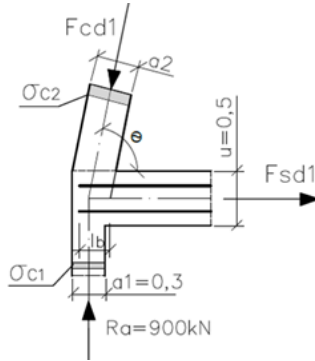
$$\sigma_{c2} = \frac{F_{cd,2}}{a_2 \cdot b} = \frac{918,134}{0,4 \cdot 0,3} = 7,6 \text{ MPa} < \sigma_{Rd, \max} = 11,3 \text{ MPa} \quad (6)$$

Sprawdzany węzeł podporowy C-C-T przedstawiono na rysunku 2.

Wysokość „u” pręta rozciągającego wg [2] powinna spełniać warunki (6):

$$u \begin{cases} \leq 0,15 \cdot h \\ \leq 0,2 \cdot h_d \\ \leq 0,2 \cdot l_d \end{cases} \quad u \begin{cases} \leq 0,15 \cdot h = 0,15 \cdot 4 = 0,6 \text{ m} \\ \leq 0,2 \cdot h_d = 0,2 \cdot 3,42 = 0,56 \text{ m} \\ \leq 0,2 \cdot l_d = 0,2 \cdot 5,7 = 1,14 \text{ m} \end{cases}$$

gdzie: h - wysokość całkowita



Rys.2. Model ST tarczy T1
Fig. 2. ST models of wall T1

Przyjęto $u = 0,5m$

$$a_2 = u \cdot \cos \theta + a_1 \cdot \sin \theta = 0,5 \cdot \cos 79^\circ + 0,3 \cdot \sin 79^\circ \approx 0,4m \quad (7)$$

Wg zaleceń EC2 pkt.6.5.4 dla węzłów typu ściskanie- rozciąganie z jednym zakotwionym prętem rozciągany

$$\sigma_{Rd,max} = k_2 \cdot v' \cdot f_{cd} = 0,85 \cdot 0,88 \cdot 21,4 = 16MPa \quad (8)$$

$$\sigma_c = \frac{F_c}{a_i \cdot b} \leq \sigma_{Rd,max} \quad (9)$$

$$\sigma_{c1} = \frac{R_a}{a_1 \cdot b} = \frac{900}{0,3 \cdot 0,3} = 10MPa < \sigma_{Rd,max} = 16MPa \quad (10)$$

3. Model MES projektowanej tarczy

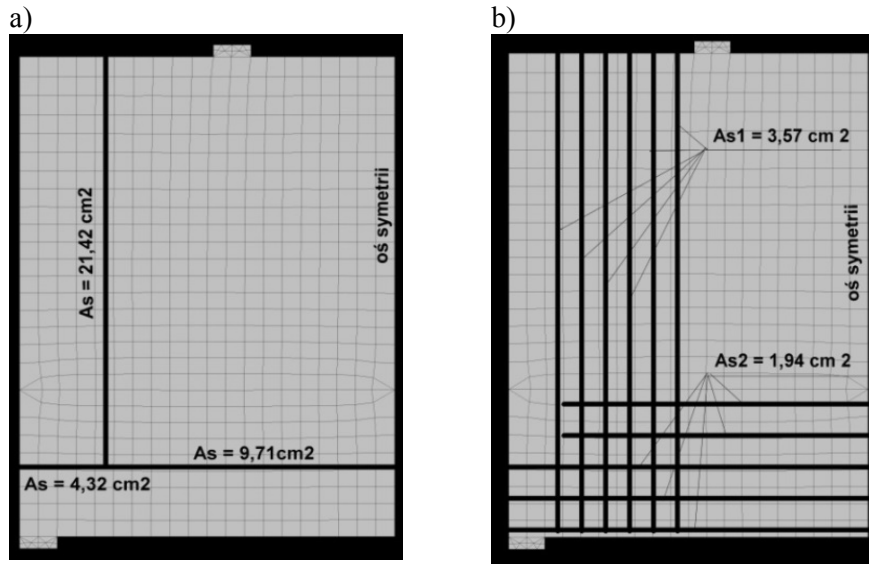
Analizę numeryczną tarczy ze zbrojeniem o powierzchni otrzymanej z obliczeniami przeprowadzonymi w rozdziale 2, wykonano w programie ATENA 2D. Na podstawie przyjętego modelu ST analizowano dwa przypadki ukształtowania zbrojenia, przedstawione na rysunku 3. W pierwszym przypadku (tarcza T1), przyjęto zbrojenie skoncentrowane w miejscu analizowanych prętów rozciąganych modelu ST. W drugim analizowanym przypadku (tarcza T2), wymagane zbrojenie zostało rozłożone równomiernie, odpowiedni na szerokości rozciąganego pasa dolnego kratownicy i na obszarze od miejsca przyłożenia siły obciążającej do punktu podparcia.

Do modelowania betonu użyto wbudowany w programie model materiałowy SBETA. Model ten uwzględnia zachowanie się betonu w konstrukcjach zbrojonych ze szczególnym uwzględnieniem [7]:

- obniżenia wytrzymałości na ściskanie po zarysowaniu,
- usztywniającym wpływem betonu w strefie rozciąganej po zarysowaniu,
- zmniejszeniem sztywności na ścinanie po pękaniu.

Zbrojenie zamodelowano wykorzystując model materiałowy „reinforcement”, zapewniający idealne połączenie między betonem i zbrojeniem, pracujący w jednoosiowym stanie naprężenia.

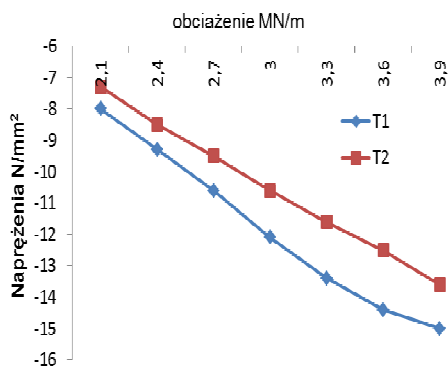
Parametry materiałowe stali i betonu w analizie numerycznej przyjęto analogicznie ja w rozdziale 2. Z uwagi na symetrię układu analizowano połowę tarczy.



Rys. 3. Model numeryczny tarczy: a) T1- zbrojenie skoncentrowane , b) T2- zbrojenie rozłożone

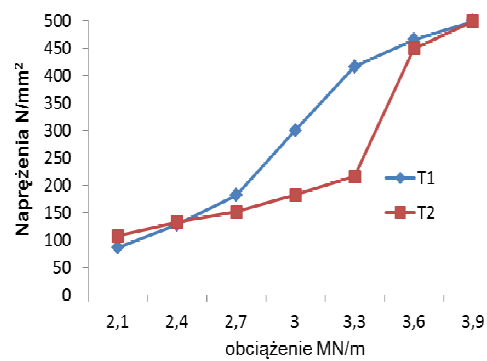
Fig. 3. The numerical model of the wall: a) T1 - the reinforcing bars concentrated, b) T2 – the reinforcing bars distributed

Otrzymane z analizy numerycznej wartość naprężeń w betonie oraz stali zbrojeniowej w funkcji obciążenia przedstawiono na rysunkach 4 i 5.



Rys. 4. Zależność obciążenie – naprężenia ściskające w betonie

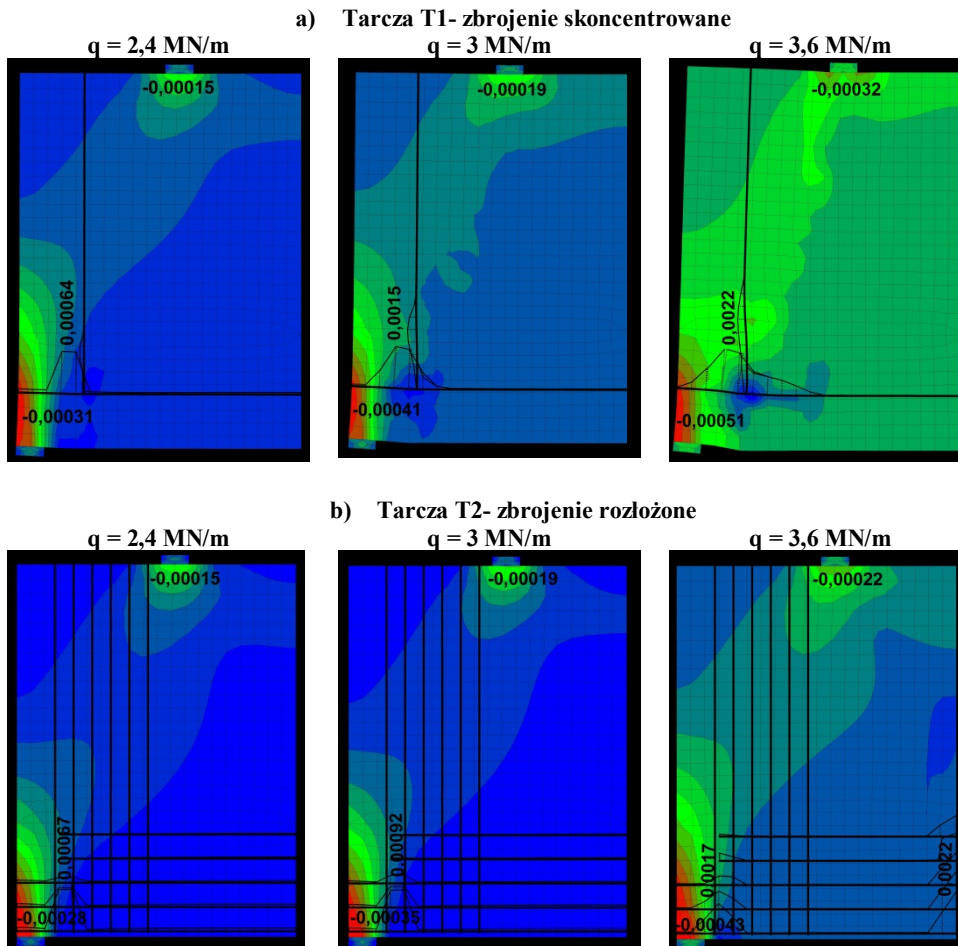
Fig. 4. The dependence of load – compressive stress in the concrete



Rys. 5. Zależność obciążenie – naprężenia rozciągające w stali

Fig. 5. The dependence of load – tensile stress in the reinforcing bars

Na rysunku 6 dla wybranych wartości obciążenia tj. 2,4 MN/m, 3 MN/m i 3,6 MN/m, przedstawiono mapy odkształceń w betonie i stali w analizowanych tarczach T1 i T2.



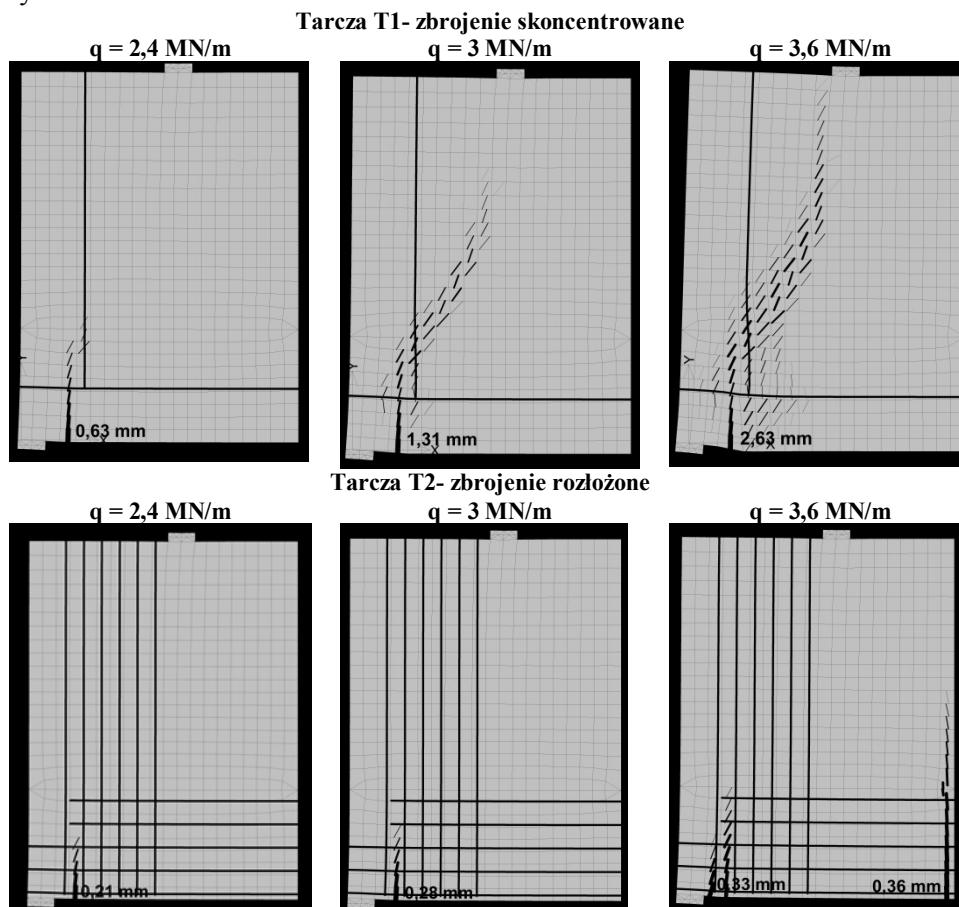
Rys. 6. Mapy odkształceń w betonie i stali w analizowanych tarczach: a) T1- zbrojenie skoncentrowane , b) T2- zbrojenie rozłożone

Fig.6. Maps of strain in concrete and reinforcing bars in analyzed wall: a) T1 - the reinforcing bars concentrated, b) T2 - the reinforcing bars distributed

Analizując otrzymane wyniki można zauważyć wpływ ukształtowania zbrojenia na wartości naprężeń i odkształceń w stali zbrojeniowej i betonie. W obszarze obciążeń niższych od przyjętego w modelu ST obciążenia niszczonego tj. $q < 3 \text{ MN/m}$. Zaobserwowane różnice w odkształceniach i naprężeniach nie są duże, o około 10 % mniejsze wartości występują przy zbrojeniu rozłożonym. Dla przyjętego obciążenia niszczonego $q = 3 \text{ MN/m}$ odkształcenia w stali zbrojeniowej w modelu T2 są o ponad 60% niższe od otrzymanych dla zbrojenia skoncentrowanego. W obydwu przypadkach są to jednak wartości bezpieczne, dalekie od granicy plastyczności. Dla obciążenia $q = 3,6 \text{ M/m}$ odkształcenia w stali zbrojeniowej w analizowanych tarczach osiągają wartości granicznych

odkształceń stali zbrojeniowej przy uplastycznieniu, jednak w zależności od sposobu zbrojenia, w różnych miejscach tarczy.

Idea metody ST bazuje na metodzie statycznej w ujęciu teorii nośności granicznej, a zatem służy głównie do sprawdzania nośności i nie uwzględnia warunków stanu granicznego użytkowalności. Pomimo to, przeprowadzono analizę wpływu kształtowania zbrojenia na rozwój zarysowania w analizowanych tarczach. Wyniki dla wybranych wartości obciążenia przedstawiono na rysunku 7.



Rys. 7. Zarysowanie w analizowanych tarczach: a) T1- zbrojenie skoncentrowane, b) T2- zbrojenie rozłożone

Fig.7. Cracking in the analyzed wall: a) T1 - the reinforcing bars concentrated, b) T2 - the reinforcing bars distributed

Przedstawiony na rysunku 7 rozwój zarysowania jest różny w zależności od sposobu rozmieszczenia zbrojenia. Oczywistym jest fakt, że przyjęcie całego zbrojenia pasa dolnego analizowanego modelu ST zgodnie z warunkiem $z \leq 0,6 \cdot l$, powoduje powstanie rys o znacznej szerokości w strefie rozciąganej

betonu. Na przedstawionym rysunku widoczny jest również wpływ równomier-
nego rozłożenia zbrojenia pionowego na propagacje rysy ukośnej. W przypadku
zbrojenia skoncentrowanego rysa propaguje od podpory do miejsce przyłożenia
obciążenia.

4. Wnioski

Podsumowując przeprowadzone analizy można sformułować następujące
wnioski szczegółowe:

- niezalenie od przyjętego sposobu zbrojenia największe spośród statycznie
dopuszczalnych obciążeń i odpowiednio dopuszczalnych naprężeń
jest mniejsze od obciążenia niszczącego w tarczy, o około 20%,
- ukształtowania zbrojenia ma wpływ na charakter zniszczenia w analizowa-
nej tarczy. W przypadku zbrojenia skoncentrowanego zniszczenia nastąpiło
na wskutek uplastycznienia stali w strefie przypodporowej, natomiast
w tarczy ze zbrojeniem rozłożonym w wyniku osiągnięcia przez stal warto-
ści granicznych odkształceń przy uplastycznieniu w przęśle,
- zaobserwowane wartości w odkształceń i naprężeń dla obciążeń mniej-
szych od 3MN/m, są o około 10 % mniejsze dla zbrojenia rozłożonego.
Dla obciążenia niszczącego w modelu ST ($q = 3 \text{ MN/m}$), odkształcenia
w stali zbrojeniowej w tarczy 2 są o ponad 60% niższe od otrzymanych
dla zbrojenia skoncentrowanego,
- szerokość oraz ilość rys w tarczy ze zbrojeniem skoncentrowanych
jest znacznie większa w odniesieniu do tarczy ze zbrojeniem rozłożonym.

Przeprowadzona analiza numeryczna tarczy o różnie ukształtowanym zbro-
jeniu potwierdza, że projektowanie z zastosowaniem modeli ST pozwala na
bezpieczne oszacowanie nośności elementu. Jest to jednak metoda wymagająca
od projektanta umiejętności ukształtowania zbrojenia zgodnie z oczekiwanym
mechanizmem zniszczenia lub przebiegiem zarysowania.

Literatura

- [1] Schlaich J., Schafer K. The Design of Structural Concrete. IABSE Workshop, New
Delhi, 1993.
- [2] Starosolski W., Konstrukcje żelbetowe według Eurokodu 2 i norm powiązanych,
tom 3, PWN, Warszawa 2012.
- [3] Urban, T. Przykłady projektowania żelbetowych wsporników. Zeszyt 2. Łódź 2011.
- [4] Knauff M., Obliczanie konstrukcji żelbetowych według Eurokodu 2, PWN , War-
szawa 2012.
- [5] ENV-1992-1-1:1991: Eurocode 2: Design of Concrete Structures. Part 1-1.
- [6] PN-EN-1992-1-1: 2008 : Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu . Część 1-
1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- [7] ATENA Program Documentation, Theory, Praga 2014

ANALYZE THE IMPACT OF REINFORCING BARS SHAPE IN THE WALL DESIGNED BY USING ST MODELS

Summary

In accordance with the recommendations of PN - EN- 1992-1-1, the use of ST models is particularly justified in the areas of biaxial stress distribution, that is, short cantilevers and walls. The method ST deals with the stress fields fulfilling all the conditions of equilibrium, and then checks whether these stress fields are safe in the whole area of the structure. However, these are not widely-used methods and there are no recommendations regarding the reinforcement distribution obtained from the truss model.

This article attempts to analyze the impact of reinforcement shaping obtained from ST models on stress, strain and cracking. The analyzed object was a simple wall, loaded at two points of the bars of concentrated and distributed reinforcement. The numerical analysis of the wall for different cases of formation of reinforcement were performed in ATENA 2D. In order to model the concrete, the material model "SBETA" was used, and to model the main reinforcement, the material model "reinforcement" was applied, providing the perfect combination between concrete and reinforcement.

The analysis confirmed that a design using the ST model allows for safe estimation of the load of a component. However, this is a method that demands the designer shape reinforcement according to an expected course of damage or scratch mechanism. In the analyzed wall, in case of concentrated reinforcement, destruction occurred as a result of plasticizing steel in the support zone, whereas in case of distributed reinforcement, destruction occurred as a result of reaching the plastic strain limits by the steel in the span.

Keywords: wall, ST models, stress, strain, cracking

Przesłano do redakcji: 21.07.2015

Przyjęto do druku: 10.01.2016

DOI: 10.7862/rb.2015.176

Patryk DENIZIAK¹
 Elżbieta URBAŃSKA-GALEWSKA²
 Wojciech MIGDA³

ANALIZY WPŁYWU WSPÓŁPRACY BLACH POSZYCIA Z KONSTRUKCJĄ NOŚNĄ NA WARTOŚCI SIŁ WEWNĘTRZNYCH I PRZEMIESZCZEŃ HALI STALOWEJ

W niniejszej pracy, wykorzystując możliwości programu Dlubal RFEM 5.04, przedstawiono efekty uwzględniania współpracy konstrukcji nośnej hali z poszyciem wykonanym z blach trapezowych. Przeprowadzono analizy obliczeniowe kilku wariantów modelu 3D przykładowej hali stalowej. Wyniki obliczeń oraz wnioski zestawiono w tablicach.

Słowa kluczowe: konstrukcje stalowe, hala stalowa, przepona, projektowanie z uwzględnieniem współpracy poszycia

1. Wprowadzenie

Wpływ usztywniającego oddziaływania blachy trapezowej na nośność i sztywność zarówno pojedynczych prętów stalowych (płatwie, słupy, rygle) jak i całych układów ramowych jest znany i wykorzystywany w projektowaniu konstrukcji stalowych od wielu lat [2,3,4]. Zagadnienie zwiększania nośności prętów ściskanych i zginanych na skutek ich zespolenia z blachą trapezową jest dobrze opracowane, a literatura dotycząca badań oraz analitycznych i numerycznych metod określania nośności pojedynczych prętów usztywnionych blachą trapezową jest tak obszerna, że w niniejszej pracy została celowo pominięta.

Nieco odmiennie kształtuje się sytuacja w zakresie analiz ustrojów konstrukcyjnych, których nośność zwiększa się na skutek stosowania układów tarczowych z blachy trapezowej. Budynek o konstrukcji stalowej, w którym obudowa z blachy trapezowej została odpowiednio połączona ze szkieletem nośnym tworząc **przepony**, stanowi

¹ Autor do korespondencji: Patryk Deniziak, Politechnika Gdańska, ul. G. Narutowicza 11/12, 80-233 Gdańsk, tel. (0 58) 347 13 39 patdeniz@pg.gda.pl

² Elżbieta Urbańska-Galewska, Politechnika Gdańska, ul. G. Narutowicza 11/12, 80-233 Gdańsk, tel. 58 347 17 51, ugalew@pg.gda.pl

³ Wojciech Migda, Politechnika Gdańska, ul. G. Narutowicza 11/12, 80-233 Gdańsk, tel. (0-58) 347 23 87 wmigda@pg.gda.pl

przestrzenny ustrój tarczowo-plytowy. Obudowa takiego budynku nie tylko przenosi obciążenia od prostopadłych do jej powierzchni oddziaływań (płyta), ale również pracuje jako stężenie powierzchniowe (tarcza). Deformacje poszczególnych prętów wchodzących w skład przepon zależą od przestrzennych deformacji całego układu, które są znacznie ograniczone na skutek przestrzennego charakteru pracy całego ustroju. Ponadto uwzględnianie w analizie ustrojów konstrukcyjnych układów przepon powoduje korzystną redystrybucję sił wewnętrznych w głównych prętach szkieletu stalowego zwiększając ich nośność.

Stosowane dotychczas metody projektowania prętowych układów nośnych, w których obudowa stanowi integralną część konstrukcji budynku, bazowały na analizach płaskich układów ramowych [1,4,5]. Są to metody analityczne, przybliżone, które nie umożliwiają pełnego wykorzystania efektów współpracy poszycia ze szkieletem nośnym.

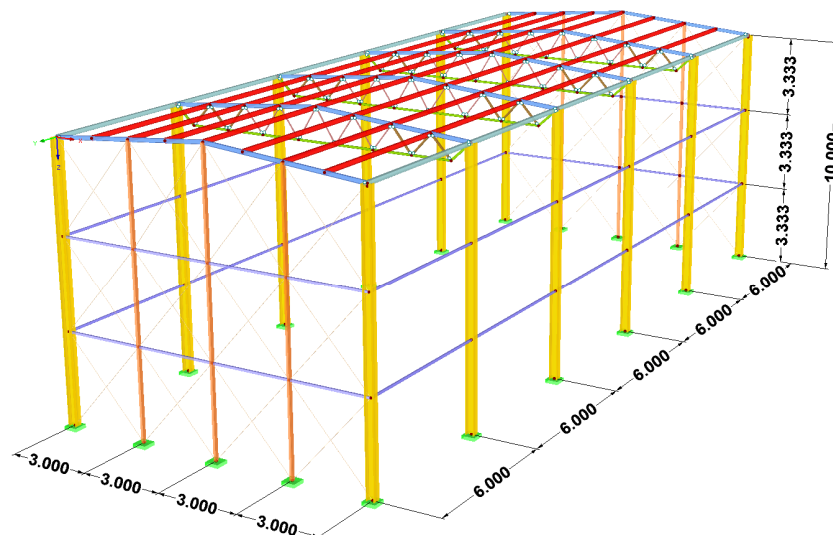
Jednakże ostatnio coraz to nowsze narzędzia projektowe w postaci zaawansowanych programów komputerowych umożliwiają przestrzenną analizę numeryczną omawianego typu konstrukcji, a co za tym idzie niezwykle efektywne projektowanie budynków o szkielecie stalowym.

Celem niniejszej pracy jest wykonanie analiz parametrycznych wpływu różnego stopnia usztywnienia ustroju nośnego hali tarczami z blach trapezowych na masę konstrukcji szkieletu nośnego. Obliczenia 3D przeprowadzono na przykładzie hali o wymiarach i konstrukcji jak na rys. 1. Jest to ustrój słupowo-kratownicowy, wykonany z kształtowników walcowanych na gorąco ze stali S235, o słupach utwierdzonych w fundamencie. W celu uzyskania jednoznacznych i porównywalnych wyników analiz ograniczono liczbę zmiennych do jednego schematu obciążenia. Z tego też powodu pominięto stężenia połaciowe poprzeczne w konstrukcji dachu i stężenia ścienne oraz przyjęto quasi-sztywną ścianę szczytową. Stateczność w kierunku podłużnym hali (do celów obliczeniowych) jest zapewniona poprzez rygle okapowe oraz płatwie.

2. Modele obliczeniowe

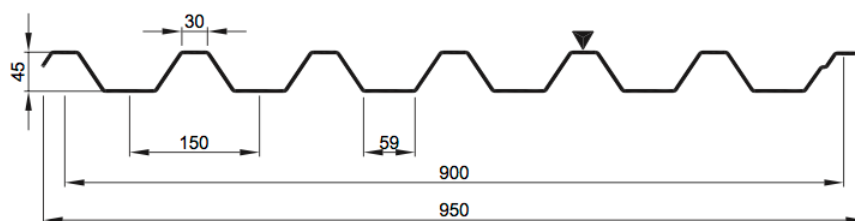
W programie RFEM firmy Dlubal utworzono przestrzenny model konstrukcji przedstawiony na rys. 1, składający się z ram pośrednich (z kratownicowymi ryglami) oraz ram skrajnych. W modelu tym przyjęto pełne utwierdzenie wszystkich słupów u podstawy i przegubowe podparcie dźwigarów kratownicowych. Pręty wykratowania przyjęto jako połączone przegubowo z uciążlonymi pasami górnymi i dolnymi. W pozostałych elementach takich jak płatwie, rygle ścienne oraz słupy i rygle ścian szczytowych nie stosowano zwolnień na końcach prętów, z uwagi na pomijalny wpływ sztywności tych węzłów na globalne przemieszczenia całej konstrukcji. Stężenia ściany szczytowej zaprojektowano jako ciągła, przenoszące tylko rozciąganie. Zastosowane do budowy modelu kształtowniki zestawiono w tablicy 4.

Na pokrycie dachu przyjęto blachę trapezową ze stali S250GD i o wymiarach jak na rys. 2. Została ona dobrana z uwagi na warunek nośności i sztywności przy obciążeniu ciężarem własnym pokrycia oraz śniegiem dla strefy 3 ($sk = 1,2 \text{ kN/m}^2$), dla schematu belki ciągłej, wieloprzęsłowej.



Rys. 1. Geometria konstrukcji nośnej analizowanej hali

Fig. 1. Geometry of the 3D steel structure used in the analysis



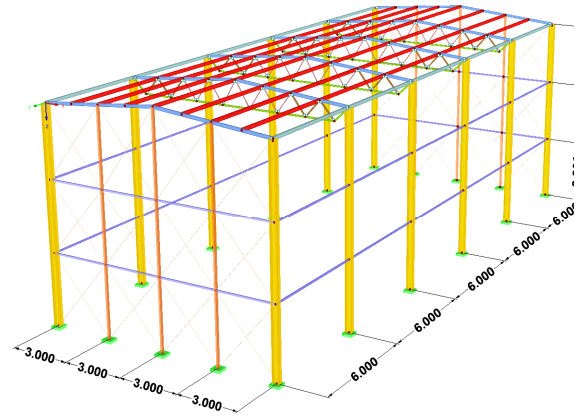
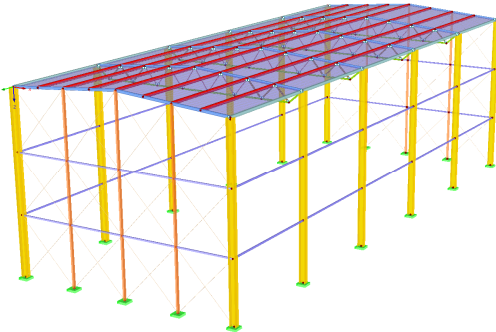
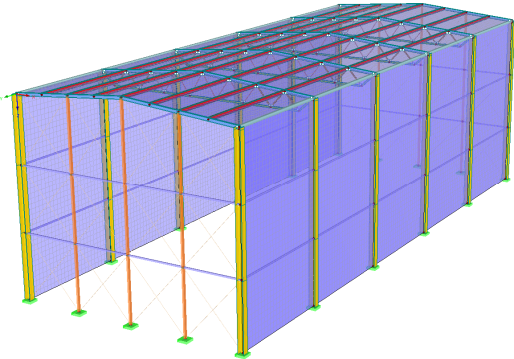
Rys. 2. Geometria przyjętej blachy trapezowej (grubość blachy 0,7 mm)

Fig. 2. Geometry of the analysed profiled sheeting (sheet thickness 0.7 mm)

Do celów analizy parametrycznej opracowano trzy modele numeryczne:

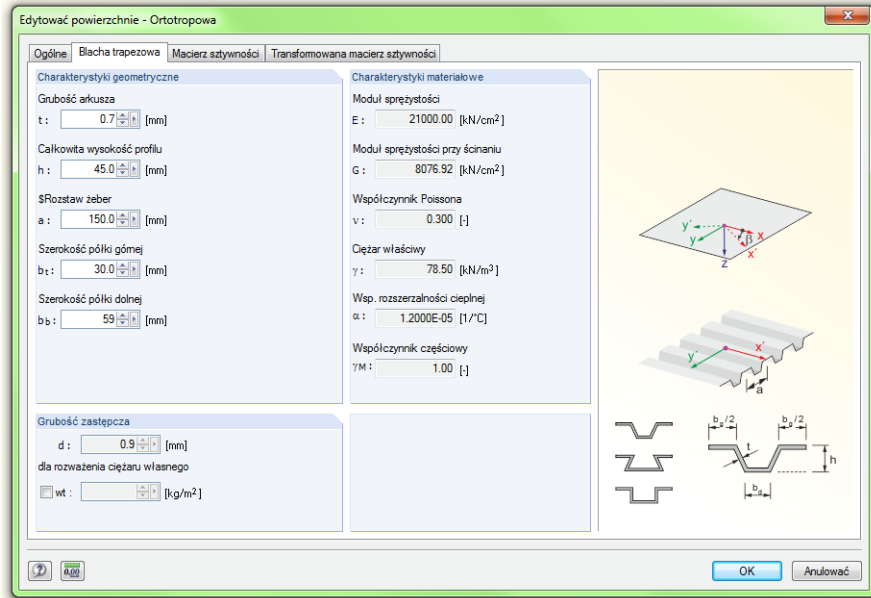
- A. model prętowy, nie uwzględniający współpracy poszycia z konstrukcją nośną dachu;
- B. model prętowo-tarczowy uwzględniający współpracę poszycia dachu;
- C. model prętowo-tarczowy uwzględniający współpracę zarówno poszycia dachu jak i obudowy ścian podłużnych.

Model prętowy „A” jest modelem podstawowym, wykorzystanym również do budowy modeli „B” i „C”. Modele prętowo-tarczowe charakteryzują się uwzględnieniem konstrukcji przepon w formie tarcz ortotropowych wprowadzonych w płaszczyźnie dachu (model B) oraz w płaszczyznach ściana podłużnych (model C). Modele te przedstawiono schematycznie na rys. 3.

Model	Konstrukcja modelu
A prętowy	 A 3D wireframe model of a rectangular frame structure. The structure consists of vertical columns and horizontal beams. The columns are colored yellow, and the beams are colored blue. The top surface is a red grid. Dimensions are indicated by arrows: four 3,000 units along the front edge, and four 6,000 units along the depth.
B prętowo- tarczowy	 A 3D wireframe model of a rectangular frame structure, similar to model A. The columns are yellow and the beams are blue. The top surface is a red grid. Dimensions are indicated by arrows: four 3,000 units along the front edge, and four 6,000 units along the depth.
C prętowo- tarczowy	 A 3D model of a rectangular frame structure. The columns are yellow and the beams are blue. The top surface is a red grid. The walls are represented by blue mesh panels. Dimensions are indicated by arrows: four 3,000 units along the front edge, and four 6,000 units along the depth.

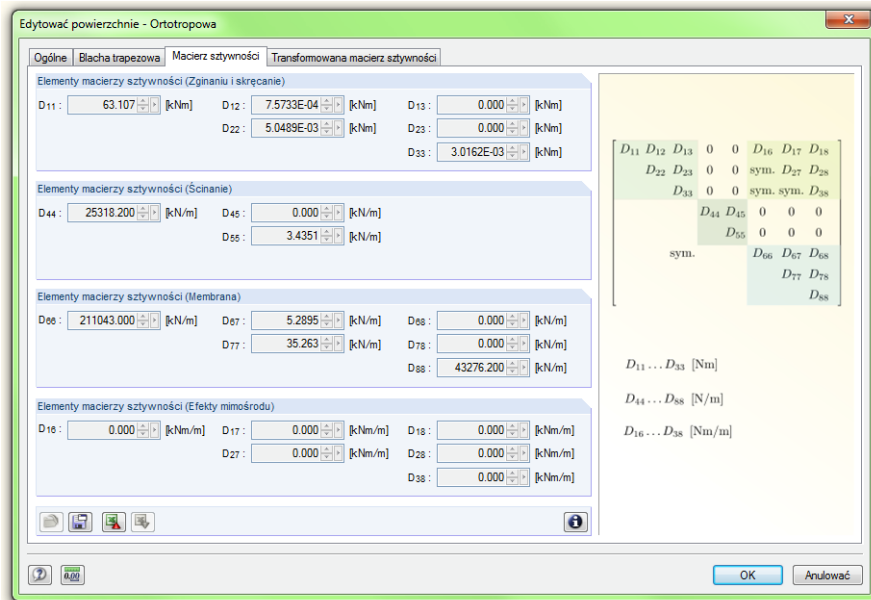
Rys. 3. Zestawienie analizowanych modeli obliczeniowych

Fig .3. Comparison of analysed numerical models



Rys. 4. Definiowanie płyty ortotropowej w programie RFEM

Fig. 4. Defining of the trapezoidal steel sheet profiles in RFEM software



Rys. 5. Utworzona macierzy sztywności płyty ortotropowej

Fig. 5. Generated stiffness matrix for the orthotropic plate

Cechy charakterystyczne każdej przepony to zamocowanie blachy trapezowej na wszystkich czterech krawędziach do prętów szkieletu nośnego oraz odpowiednia sztywność na ścinanie, która zależy przede wszystkim od sztywności postaciowej blachy trapezowej oraz podatności łączników. Program RFEM tworzy na podstawie wprowadzonych przez użytkownika parametrów blachy trapezowej (rys.4) płytę ortotropową o odpowiednio zdefiniowanej macierzy sztywności. Po wprowadzeniu parametrów blachy trapezowej należy zwrócić uwagę na prawidłowy kierunek ułożenia poszycia (kierunek fałd) i w razie potrzeby odpowiednio dostosować układ płyty. Jest to istotne, gdyż sztywność płyty na ścinanie zależy między innymi od kierunku fałd.

Na podstawie wprowadzonych danych geometrycznych blachy trapezowej formułowana jest globalna macierz sztywności płyty ortotropowej. Postać macierzy widoczna jest na rys. 5.

3. Wyniki analiz numerycznych

Każdy z wyżej wymienionych modeli był analizowany dla dwóch wariantów konstrukcji słupów ściany podłużnej, tj. dla słupów z HEB 200 i HEB 300. Pozostałe elementy konstrukcyjne były identyczne we wszystkich analizowanych przypadkach (patrz tablica 4)

Wszystkie obliczenia przeprowadzono w zakresie sprężystym, ograniczając się do jednego kierunku wiatru, działającego prostopadle do ściany podłużnej obiektu, jako obciążenia powodującego największe przemieszczenia układu poprzecznego hali. Obciążenie wiatrem przyjęto zgodnie z normą [7], a śniegiem zgodnie z normą [6]. W tablicy 1 zestawiono analizowane przypadki obciążeń oraz przyjęte kombinacje obciążeń.

Tablica 1. Zestawienie przypadków obciążeń i kombinacji obciążeń

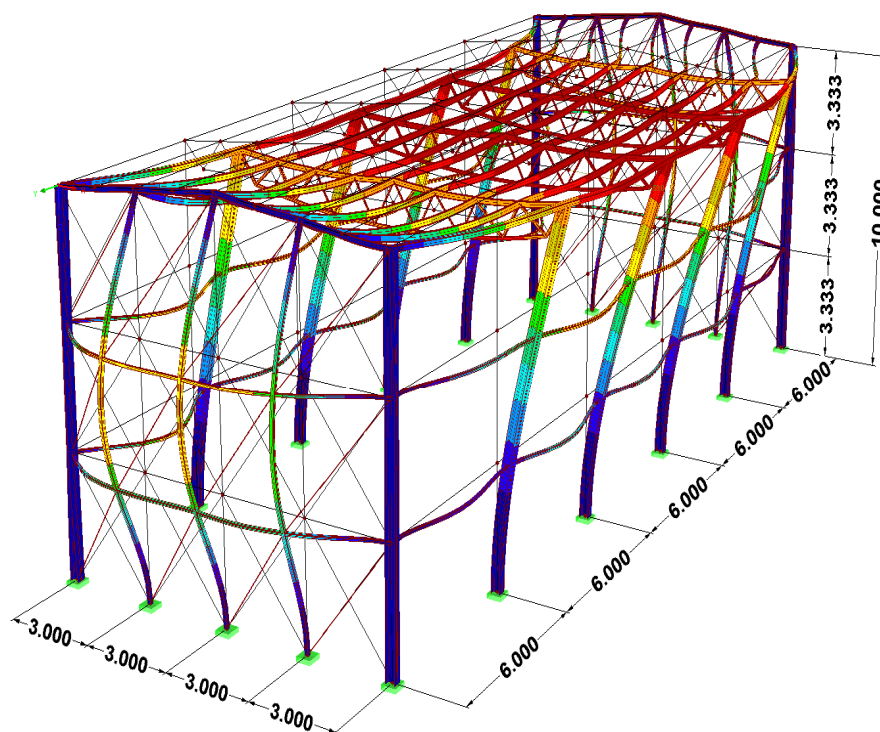
Table 1. Comparison of load cases and load combinations

L.p.	Przypadek obciążenia/kombinacji obciążeń	
1	PO1	G: ciężar własny
2	PO2	S1: śnieg symetryczny
3	PO3	S2: śnieg niesymetryczny - z prawej strony pełne obciążenie
4	PO4	S3: śnieg niesymetryczny – z lewej strony pełne obciążenie
5	PO5	W1: wiatr działający na ścianę podłużną z parciem na powierzchni dachu
6	PO6	W2: wiatr działający na ścianę podłużną z ssaniem na powierzchni dachu
7	KO1	$1,35 \cdot G + 0,75 \cdot S1 + 0,9 \cdot W1$
8	KO2	$1,35 \cdot G + 0,75 \cdot S2 + 0,9 \cdot W1$

Wyniki obliczeń przeprowadzonych zgodnie z [8] zestawiono w tablicy 2. Konstrukcja hali w wersji tradycyjnej (bez wykorzystywania wpływu przepon dachowych

i ściennych) wymaga zastosowania słupów z kształtownika HEB 300 z uwagi na spełnienie warunku granicznego przemieszczenia wierzchołka słupa $\Delta \leq H / 150 = 10\,000 / 150 = 66,6$ mm [8]. Nośność słupów w tym przypadku jest wykorzystana tylko w 32%.

Zastosowanie elementów tarczowych w płaszczyźnie dachu pozwala na redukcję przekroju słupa z HEB 300 do co najmniej HEB 200. W analizowanym przypadku zarówno wartości przemieszczeń wierzchołków słupów jak i ich nośności nie osiągają wartości granicznych. Wprowadzenie elementów tarczowych dodatkowo w płaszczyznach ścian podłużnych (model C) nie powoduje istotnych zmian w przemieszczeniach, a co za tym idzie i w redystrybucji sił wewnętrznych. Na rys. 6 przedstawiono deformacje analizowanej konstrukcji dla kombinacji obciążeń KO1.



Rys. 6. Deformacje konstrukcji (model B – prętowo-tarczowy)

Fig. 6. Structure deformation (numerical model B – with cooperation between roof profiled sheeting and the structure)

Tablica 2. Porównanie przemieszczeń i stopnia wykorzystania nośności elementów konstrukcyjnych

Table 2. Comparison of displacements and design ratio

Rodzaj modelu i wariantu słupa	HEB 200			HEB 300		
	Przemieszczenia słupa	Stopień wykorzystania nośności:		Przemieszczenia słupa	Stopień wykorzystania nośności:	
	U_x [mm]	słupy główne	pozostałe elementy	U_x [mm]	słupy główne	pozostałe elementy
Model A	242	82%	87% (pas dolny)	65,2	32%	85% (pas dolny)
Model B (z tarczą dachową)	10,3	47%	89% (rygiel ścienny)	8,5	14%	82% (pas dolny)
Model C (z tarczą dachową i ścienną)	10,3	44%	89% (rygiel ścienny)	8,6	14%	81% (pas dolny)

W tablicy 3 zestawiono procentowe wykorzystanie nośności elementów konstrukcyjnych hali (bez słupów), uzyskane z analizy parametrycznej modeli A i B. Tablica ta pozwala zaobserwować efekty redystrybucji sił wewnętrznych w elementach konstrukcyjnych na skutek wprowadzenia do modelu numerycznego tarczy dachowej w płaszczyźnie dachu. W przypadku górnych pasów kratownic, rygli dachowych ram szczytowych oraz słupów ścian szczytowych (wyróżnione w tablicy 3 kolorem szarym) stopień wykorzystania ich nośności znacznie zmniejsza się. Jednocześnie dwa elementy konstrukcyjne (rygle ścian podłużnych i stężenia ścian szczytowych) przejmują na siebie większe obciążenia, co wynika z przestrzennego charakteru pracy całego ustroju nośnego.

Z kolei w tablicy 4 przedstawiono zużycie stali na prętowe elementy konstrukcyjne hali zaprojektowanej zgodnie z normami europejskimi. W przypadku hali tradycyjnej, w której nie uwzględniamy współpracy obudowy ze stalowym szkieletem nośnym musimy zastosować słupy z większych kształtowników, tj. z HEB 300 (wariant 2). Uwzględnienie elementów tarczowych w połąci dachu pozwala na znaczną redukcję masy konstrukcji (26%) z uwagi na zastosowanie mniejszych kształtowników, tj. HEB 200 na słupy główne (wariant 1).

Tablica 3. Porównanie stopnia wykorzystania elementów konstrukcyjnych w modelu hali bez tarczy i z tarczą w połaci dachowej

Table 3. Comparison of the design ratio for the structural elements with the integration of the steel plate and without

Rodzaj modelu i wariantu słupa	HEB 200		HEB 300	
	Model A (bez tarczy)	Model B (z tarczą)	Model A (bez tarczy)	Model B (z tarczą)
płatwie	77%	76%	61%	76%
pasy górne kratownic	74%	23%	56%	23%
wykratowania skrajne kratownic	10%	10%	10%	9%
wykratowania wewnętrzne kratownic	8%	9%	8%	8%
pasy dolne kratownic	87%	84%	85%	82%
rygle dachowe ram szczytowych	74%	23%	56%	23%
rygle okapowe	24%	21%	9%	9%
rygle ścienne	64%	89%	47%	76%
słupy ścian szczytowych	47%	28%	47%	26%
stężenia ścian szczytowych	21%	41%	12%	36%
słupy	82%	47%	32%	14%

Tablica 4. Zużycie stali na elementy prętowe konstrukcji hali w wariantcie 1 (słupy z HEB 200, tarcza w połaci dachowej) i w wariantcie 2 (słupy HEB 300, brak współpracy z poszyciem)

Table 4. Steel usage for members in the steel structure for variant 1 (HEB 200 columns with roof sheet diaphragms) and variant 2 (HEB 300 columns without roof sheet diaphragms)

L.p.	Elementy konstrukcji		Kształtownik	Łączna masa [kg]
1	płatwie		IPE160	3 313
2	pasy górne kratownic		IPE140	620
3	wykratowania skrajne kratownic		70x70x8	411
4	wykratowania wewnętrzne kratownic		40x40x4	184
5	pasy dolne kratownic		IPE80	300
6	rygle dachowe ram szczytowych		IPE140	310
7	rygle okapowe		140x140x8	1 959
8	rygle ścienne		80x80x8	2 954
9	słupy ścian szczytowych		120x120x8	1 715
10	stężenia ścian szczytowych		pręty ϕ 16	345
11	słupy	wariant 1	HEB200	7 358
		wariant 2	HEB300	14 035
SUMA		wariant 1		19 469
		wariant 2		26 148

4. Podsumowanie

Korzystny wpływ współpracy obudowy z blach trapezowych ze szkieletem nośnym konstrukcji jest znany i wykorzystywany w praktyce projektowej od wielu lat. Jednakże, z uwagi na przestrzenny charakter pracy takiej konstrukcji oraz stosowanie przybliżonych, analitycznych metod obliczeniowych, korzyści te nie mogły być w pełni oszacowane i wykorzystane. Pojawienie się zaawansowanych narzędzi numerycznych w formie komercyjnych programów obliczeniowych umożliwiło przeprowadzanie dokładniejszych analiz parametrycznych oraz pełniejszego wykorzystania rezerw nośności elementów prętowych, wynikających z tarczowo-płytowego charakteru pracy całej konstrukcji.

Tablica 5. Redukcja przemieszczeń wierzchołka słupa

Table 5. Reduction of the displacement of column top

Model numeryczny	Wartość przemieszczeń [mm]	Redukcja przemieszczeń względem modelu prętowego [%]
A	242	0
B	10,3	95,7
C	10,3	95,7

W niniejszej pracy wykazano, iż nawet w stosunkowo wysokich konstrukcjach ($H/L = 0,8$) uwzględnienie współpracy poszycia z konstrukcją nośną dachu zmniejsza przemieszczenia wierzchołków słupów o 90% (patrz tablica 5) oraz zwiększa nośność słupów głównych niemal dwukrotnie. Ponadto stwierdzono, że uwzględnianie elementów tarczowych w płaszczyźnie ścian podłużnych nie ma istotnego znaczenia z punktu widzenia optymalnego projektowania.

Literatura

- [1] Biegus A.: Blacha fałdowa jako usztywnienie pasów kratownic płaskich przy wyboczeniu z ich płaszczyzny. *Budownictwo i Architektura*, 13 (3) 2014, s 209-217
- [2] Bródka J., Garncarek R., Miłaczewski K.: *Blachy fałdowe w budownictwie stalowym*. Warszawa, Arkady 1999 (Wydanie 2)
- [3] Broniewicz M., Nazarko W., Szlendak J.: Badania sztywności hali stalowej bez obudowy i z lekką obudową. *Konstrukcje Stalowe*, 2003, nr 5 s 36.
- [4] European recommendations for the application of metal sheeting acting as a diaphragm – Stressed skin design. ECCS Committee TC7 , TWG 7.2, April 1995, ECCS publication No 88
- [5] Kowalczyk K., Nowicki M.: O wykorzystaniu tarczowego charakteru pracy pokrycia z blach fałdowych. *Inżynieria i Budownictwo*, 1/2003
- [6] PN-EN-1991-1-3: 2005 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1.3: Oddziaływania ogólne: Obciążenie śniegiem
- [7] PN-EN 1991-1-4: 2008 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1.4: Oddziaływania ogólne: Oddziaływania wiatru

- [8] PN-EN 1993-1-1:2006 Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.

ANALYSES OF STEEL SHEETS COOPERATION WITH STRUCTURAL BEAM MEMBERS INFLUENCE ON INTERNAL FORCES AND DISPLACEMENTS VALUES.

S u m m a r y

Previous construction analysing methods were based on 2D models what is inaccurate and does not give a possibility to use a full, precise members mutual cooperation.

In this article authors show an influence of taking into consideration the cooperation between trapezoidal sheeting and structural beam members illustrated with an example of a single storey buildings. This analysis was carried out in the state of the art computer program called Dlubal RFEM 5.04.

This paper shows the stiffening profiled sheeting application impact on a general construction mass. 3D numerical calculations were based on a frame construction with 10 metre-high columns and a span of 12 m. Hot rolled truss-column system made out of S235 steel with stiff base in the foundation was used here. Steel profiled sheeting were assumed as an orthotropic surfaces, called diaphragm.

Those 3 separate numerical models were analysed. The first one did not consider the cooperation between trapezoidal sheets and the structure. The second did consider the cooperation but only on the roof and the last one account the full integration (on the roof and on longitudinal walls as well).

Calculations gave a surprising results. The displacement decreased by about 90% between the first and the second numerical models. Authors also noticed the decrease of general mass by 26%.

Keywords: steel structures, single storey buildings, diaphragm, stress skin design

Przesłano do redakcji: 25.06.2015

Przyjęto do druku: 10.01.2016

DOI: 10.7862/rb.2015.177

Kamil GASIŃSKI¹

KONCEPCJA BUDYNKU O WYSOKOŚCI 1000 M W TLE ŚWIATOWEGO BUDOWNICTWA WYSOKIEGO

Przedstawiono istotne aspekty urbanistyczne, architektoniczne, kulturowe, zrównoważonego rozwoju oraz konstrukcyjne w procesie kształtowania formy i rozwiązań konstrukcyjnych najwyższych budynków na świecie. Opisano zrealizowane i proponowane rozwiązania budynków inspirowane wpływem lokalnej kultury, tzw. budownictwo ikoniczne oraz koncepcje podniebnego miasta. Przedstawiono klasyfikację współcześnie projektowanych budynków, rozróżniając: Extruders, Rotors, Twisters i Tordos, Slicers, oraz Free shapers. Na tym tle przedstawiono własną koncepcję budynku o wysokości 1000 m.

Słowa kluczowe: kształtowanie budynków, budownictwo wysokie, zrównoważony rozwój,

1. Wstęp

Współcześnie wieżowiec stał się powszechnym atrybutem i symbolem nowoczesnego miasta. Zgrupowania wieżowców widoczne na panoramach miast podkreślają prestiż, dynamikę ich rozwoju oraz ekonomiczny status. Na początku XX wieku urbaniści starając się znaleźć jak najbardziej ekonomiczne wykorzystanie bardzo drogich gruntów w centrach miast sięgnęli po koncepcję wieżowca, co było istotnym impulsem do rozwoju szkieletowych systemów konstrukcyjnych, bezpiecznych wind oraz mechanicznych instalacji wentylacyjnych.

Rozwój konstrukcji poprzedzony był rozwojem architektonicznych wizji zmieniając dotychczasowe spojrzenie na budownictwo miejskie. Na kształtowanie bryły budynków przez lata wpływ miały aktualne trendy, style architektoniczne oraz nowatorskie pomysły wybitnych architektów i konstruktorów. Wysoki obiekt o nieprzeciętnym wyglądzie staje się atrakcją, która przyciąga turystów i inwestorów z całego świata.

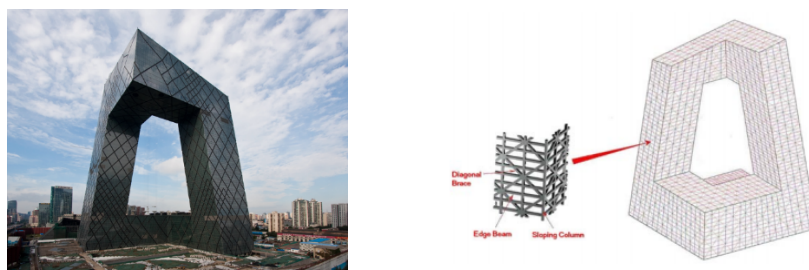
¹ Autor do korespondencji: Kamil Gasiński, Absolwent Politechniki Rzeszowskiej, kamil.gasinski@gmail.com

Jednak punktem odniesienia dla wielu projektantów było to, aby swoją formą nadać miejscu prestiżowy i niepowtarzalny charakter. Często zamysłem projektanta było to, aby projektowana budowla wyróżniała się spośród wielu innych położonych w pobliżu. Współcześnie coraz częściej od projektantów wymaga się, aby oprócz ciekawej i nietypowej formy projektowane obiekty były bardziej przyjazne człowiekowi. Dotychczasowe projekty o bezdusznym szklano-betonowym charakterze zastępowane są organicznymi kształtami, wykorzystującymi naturalną roślinność, przeplatającą się konstrukcją szklanych elewacji.

2. Przegląd budynków wysokich o oryginalnych rozwiązaniach

Przez wiele lat trendem dominującym w kształtowaniu budynków wysokich było budownictwo ikoniczne. Niejednokrotnie ciekawy i spektakularny kształt może spowodować, że budynek będzie wizytówką rozpoznawalną na całym świecie.

Doskonałym przykładem jest np. budynek CCTV zbudowany w Pekinie (rys.1). Całkowita wysokość budynku nie przekracza 234 m, jednak to jego unikalna forma i bryła przyciągają uwagę. Budynek powoduje złudzenie niestabilności i braku równowagi. Przyglądając się kładowi konstrukcyjnemu z innej perspektywy widać wyraźną dysproporcję w dolnej części budynku, mającej zasadnicze znaczenie dla stabilności konstrukcji.



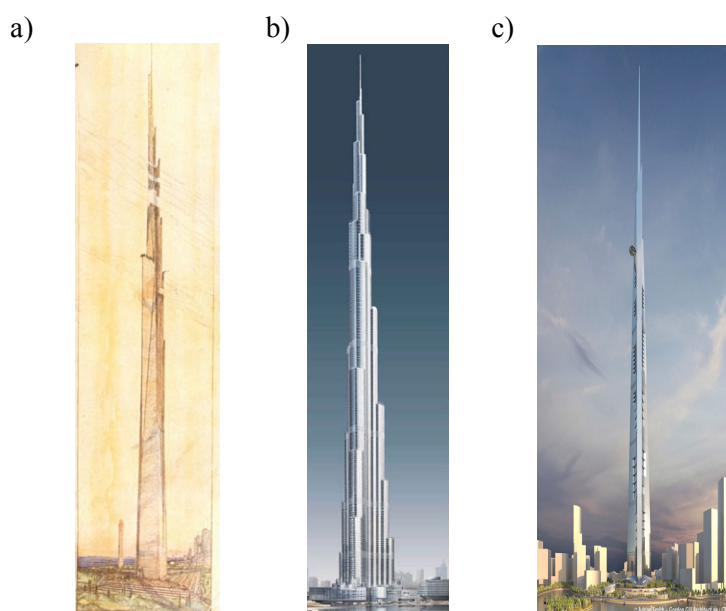
Rys. 1. Budynek China Central Television Tower w Pekinie wraz z układem konstrukcyjnym, [2]

Fig. 1. Building China Central Television Tower in Pekin with structural system [2]

Jest to doskonały przykład, że wysokość niekoniecznie musi być celem w projektowaniu budynków o charakterze ikonicznym.

Kolejnym zauważalnym trendem jest budownictwo wysokie, u którego podstaw leży odwieczne dążenie wzwyż i nieustający wyścig, aby zbudować budynek najwyższy. W 1956 roku narodziła się koncepcja budynku, którego wysokość może szokować także i dziś. Pomysłodawcą idei był amerykański architekt Frank Lloyd Wright, a pomysł ten znany jest pod nazwą „The Mile

High Building” (rys. 2a). Docelowa wysokość budynku miałaby wynosić 1 milę, czyli około 1600 m, a przewidywana liczba pięter to 528. Obecnie najwyższy budynek świata to Burj Khalifa zbudowany w Zjednoczonych Emiratach Arabskich, który osiągnął wysokość 828 m (rys. 2b). Nie jest to jednak koniec ambicji budowniczych i coraz częściej pojawiają się nowe koncepcje zbudowania budynków jeszcze wyższych. Obecnie najśmielszym oraz najbardziej zaawansowanym projektem jest budowa budynku o roboczej nazwie Kingom Tower (rys. 2c). Tego typu odważne projekty dają istotny impuls do rozwoju wielu dziedzin budownictwa, inżynierii materiałowej oraz technik komputerowych wspomagających zarówno analizę konstrukcji jak i cały proces projektowy.



Rys. 2. Wizualizacje: a) Mile high building [28] , b) Burj Khalifa [13] c) Kingom Tower [15]

Fig. 2. Visualisation a) Mile high building [28], b) Burj Khalifa [13] , c) Kingom Tower [15]

3. Budownictwo wysokie w aspekcie zrównoważonego rozwoju

W dzisiejszych czasach nie bez znaczenia są względy ekonomiczne i ekologiczne, a bardzo istotnym czynnikiem jest projektowanie zgodne koncepcją zrównoważonego rozwoju. Przeglądając dane z ostatniego roku wyraźnie widać, że światowym liderem we wznoszeniu budynków wysokich pozostają Chiny oddając do użytku 58 budynków powyżej 200 metrów. Ich łączna wysokość to 13 549 m. Stanowi to ok 60 % wszystkich budynków wysokich których budowa została zakończona w 2014. Dodatkowo ostatni rok był rekordowy w su-

mie na całym świecie oddano do użytkowania 91 budynków wysokich, w tym 11 powyżej 300 metrów [5].

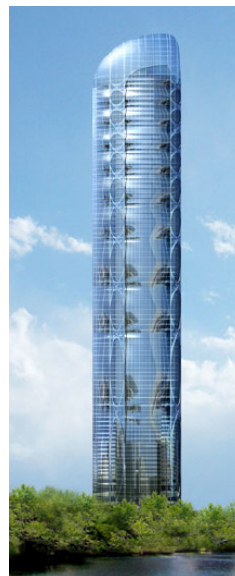
W pracy [1] autor przywołuje dane na temat zużycia materiałów w trakcie budowy. Współczesne budownictwo wymaga użycia ok 40% stali, piasku, żwiru i kamienia przeznaczonego na cele budowlane oraz 25% światowej produkcji drewna. Całkowite zużycie surowców może przekraczać 3 miliardy ton. W kolejnej pracy [12] przywołane są dane World Resources Institute, z których wynika, że budynki wysokie pochłaniają 40% światowego zużycia energii i 17% użytkowanej wody. Na przełomie 1900-1997 zużycie betonu wzrosło z 40 mln ton do 6.4 miliarda, czyniąc go jednym z najbardziej wykorzystywanych materiałów budowlanych. Porównując energię jaką należy zużyć na produkcję betonu (ok 2.12 MJ/kg) ze stalą konstrukcyjną (25.4 MJ/kg) [4] widać jak wielka ilość energii potrzebna jest aby zaspokoić rynek materiałów budowlanych w skali globalnej i w jak dużym stopniu oddziałuje on na środowisko.

Aspekty ekologii i zrównoważonego rozwoju stają się na tyle istotne, że w 2008 roku amerykańska organizacja Council of Tall Building and Urban Habitat zorganizowała w Dubaju konferencję pt. "Tall and Green: Typology for a Sustainable Urban Future", na której poruszono wiele zagadnień dotyczących energooszczędnego projektowania budynków wysokich. Przedstawiono szereg nowatorskich rozwiązań technologicznych oraz konstrukcyjnych [20].

a)



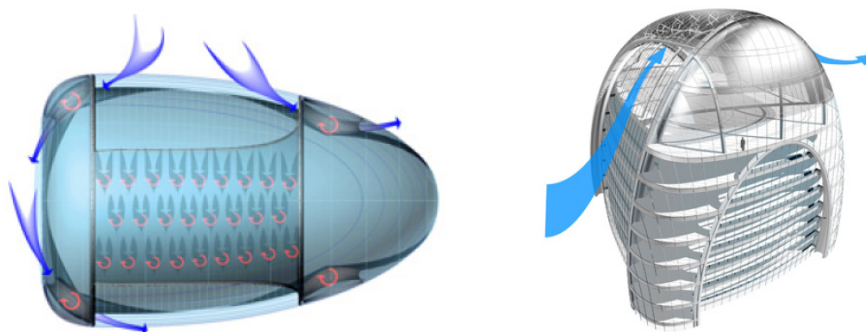
b)



Rys. 3. Budynki: a) Pearl River Tower [7], b) Clan Technology Tower [6]

Fig. 3. Buildings: a) The Pearl River Tower [7], b) Clean Technology Tower [6].

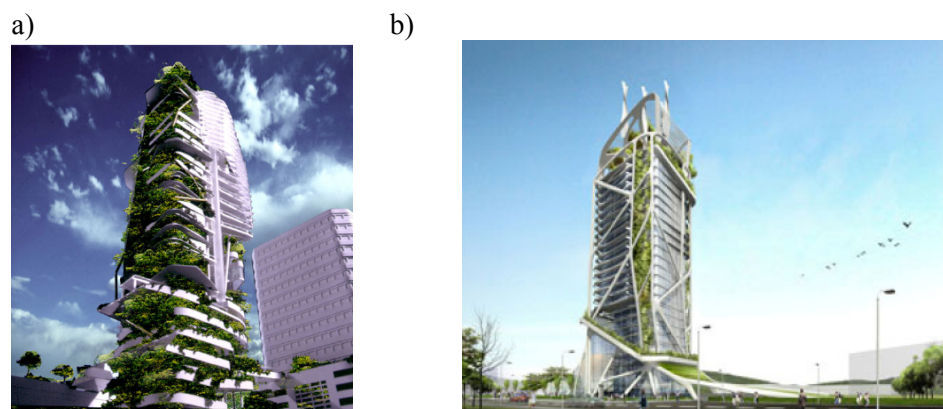
Na przykładzie ukończonego w Chinach w 2011 roku budynku Perl River Tower (rys. 3a) widać wpływ proekologicznego kształtowania bryły budynku. Budynek ten nie tylko ma nie zużywać energii, ale także sam ją produkować. Wieżowiec wyposażony jest w turbiny wiatrowe zamontowane w przeszwitach oddzielających poszczególne jego części. Wykorzystane są także panele solarne oraz komórki fotowoltaiczne. Wszystko to sprawia, że jest to jeden z najbardziej przyjaznych środowisku obiektów na świecie. Podczas projektowania pracom przyświecały cztery cele, którymi się kierowano: redukcja, absorpcja, regeneracja i produkcja [7]. Kolejnym przykładem projekologicznego podejścia do projektowania jest budynek Clean Energy Tower (rys. 3b) autorstwa trzech architektów - Adriana Smith'a, Gordona Gill'a i Roberta Forest'a. W projekcie tym zakłada się maksymalne wykorzystanie energii wiatru do naturalnej wentylacji budynku. Dodatkowo, aby budynek mógł produkować energię w jego narożnikach umieszczono turbiny wiatrowe (rys. 4). Również lokalizacja i orientacja budynku zapewniają maksymalne wykorzystanie światła dziennego. Umieszczenie biur na wyższych kondygnacjach sprawia, że naturalne oświetlenie dociera przez dłuższy czas do powierzchni biurowych redukując zużycie energii elektrycznej [20].



Rys. 4. Turbiny wiatrowe umieszczone w narożniku i dachu Clean Energy Tower. [7]

Fig. 4. Wind turbine located in the corners of Clean Energy Tower. [7]

We współczesnych projektach zauważalnym trendem zaczyna być dążenie do stworzenia budynków przyjaznych człowiekowi i pozostających w harmonii z naturalnym środowiskiem. Przestrzeń miejska cierpi coraz bardziej na brak terenów zielonych, co sprawia, że mieszkańcy nie czują się komfortowo, dlatego też bryły budynków zaczynają być zbliżone do form organicznych, a elewacje i konstrukcja przeplatane są naturalną roślinnością (rys. 5, 6). W budynku wykorzystywane są zaawansowane technologicznie systemy grawitacyjnej filtracji wody opadowej, które umożliwiają jej powtórne wykorzystanie, np. do mycia szklanych elewacji.



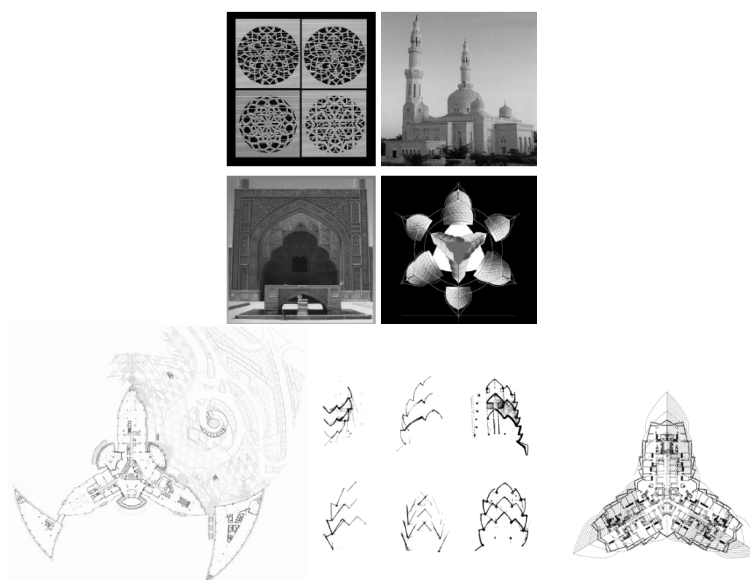
Rys. 5. Wizualizacje: a) The Editt Tower, Singapore, b) Chong Qing Tower, China [20]
Fig. 5. Presentation of: a) Edit Tower in Singapore, b) Chong Qing Tower, China [20]



Rys. 6. Budynki: a) BIDV Tower, Wietnam, b) i K Tower, Kuwejt [20]
Fig. 6. Buildings: a) BIDV in Vietnam, b) Kuwait City [20].

4. Wpływ lokalnej kultury and architektury

Architektura obiektów wysokich często odwzorowuje kulturową tożsamość miejsca w którym obiekt jest tworzony. Przy doborze przekrojów poprzecznych budynku architekci sięgają do lokalnej kultury i sztuki oraz form odzwierciedlających lokalne ornamenty wywodzące się z kultu religijnego. Adrian Smith odpowiedzialny za projekt architektoniczny budynku Burj Khalifa inspirował się w dużej mierze wzornictwem i architekturą charakterystyczną dla krajów Bliskiego Wschodu (rys. 7). Projekt widzianego z góry budynku ma odzwierciedlać swoją geometrią kształt kwiatu pustyni (desert flower) [14].

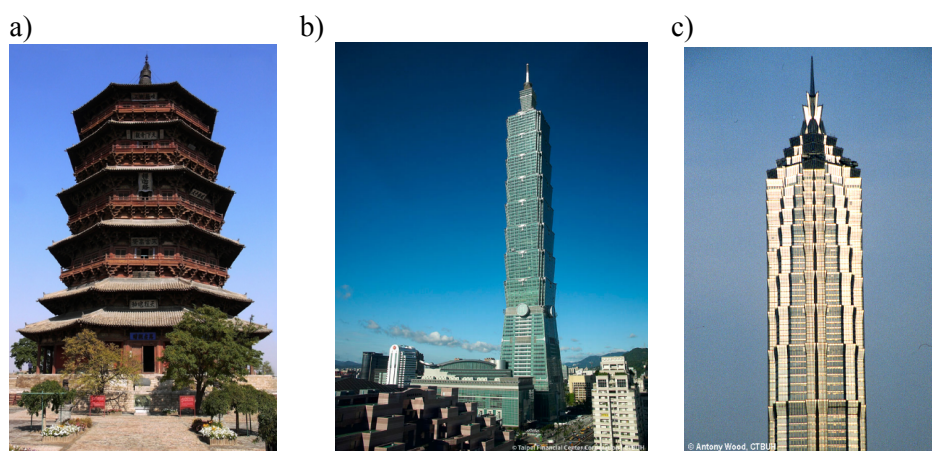


Rys. 7. Wpływ kultury i sztuki Bliskiego Wschodu na dobór przekroju budynku Burj Khalifa[14]

Fig. 7. Middle East cultural inspiration for cross-section of Burj Khalifa Tower [14]

Przy budowie najwyższych obiektów dominującym obciążeniem jest wiatr, nie bez znaczenia jest również ciężar własny całej konstrukcji, oba te czynniki z konstrukcyjnego punktu widzenia wpływają na kształt obiektu, w szczególności zmniejszający się wraz z wysokością przekrój poprzeczny. Układ konstrukcyjny budynku Burj Kalifa opiera się na przekroju zbliżonym do litery Y, gdzie ramiona zostały rozstawione co 120 stopni. Taki przekrój charakteryzuje się znacznie bardziej korzystnym rozkładem ciśnień wiatru, a symetryczna bryła sprawia, że jest w mniejszym stopniu podatny na dynamiczne porywy wiatru z różnych kierunków.

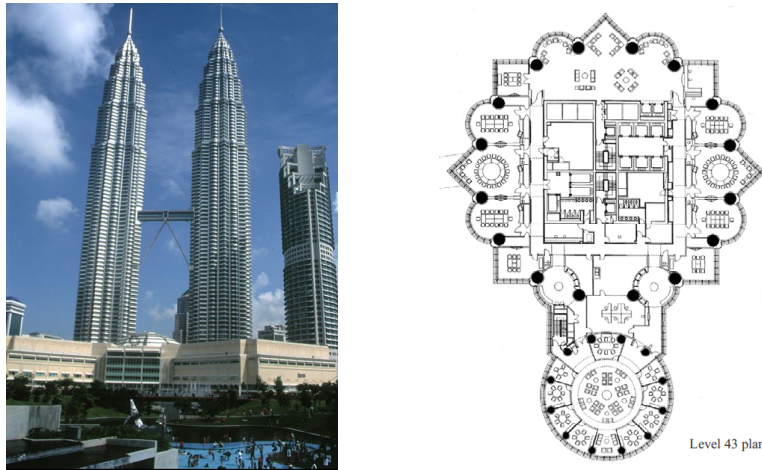
Architektura wysokościowców w Azji prezentuje jak silnie lokalna kultura wpływa na architektoniczną formę budynku (rys. 8). Wieżowiec Taipei 101 posiada unikalną bryłę składającą się z powtórzenia ośmiu elementów zawierających osiem pięter. Liczba osiem w języku chińskim oznacza szczęście oraz nawiązuje do amuletów przynoszących pomyślność [10]. W budynku Jin Mao Tower widać odniesienie do pagody, która w architekturze sakralnej Dalekiego Wschodu pełni funkcję wielokondygnacyjnej wieży służącej do przechowywania i ochrony relikwii.



Rys. 8. Inspiracja tradycyjną pagodą [27] (a) widoczną przy projektach: b) Taipei 101 [26], c) Jin Mao Building [26].

Fig. 8. Inspiration of traditional Pagod [27] (a) in buildings: b) Taipei 101 [26], c) Jin Mao Building [26].

Petronas Towers był projektem, który miał za zadanie umieścić Kuala Lumpur na gospodarczej liście świata. Bardzo szybko stał się dumą i symbolem nowoczesności Malezji. Poprzeczny przekrój budynku jest ukształtowany poprzez rotacje kwadratów (rys. 9). W tradycji islamskiej połączone kwadraty oznaczają porządek i harmonię. Bryłę budynku uzupełniono o półkoliste kształty na krawędziach, dzięki czemu uzyskano dodatkową powierzchnię użytkową bez zmiany pierwotnego odniesienia do kultury i religii regionu. Inną bardzo charakterystyczną cechą budownictwa wysokiego w Azji jest wieńczenie budowli iglicą.



Rys. 9. Dwie wieże Petronas Towers i przekrój poprzeczny budynku na 43 piętrze. [8]

Fig. 9. Petronas Tower with section on level 43 [8]

5. Klasyfikacja współczesnych form budynków wysokich

Budowane obecnie budynki wysokie można zakwalifikować do następujących kategorii (zastosowano angielskie nazewnictwo, ze względu na powszechne jego użycie na świecie) [16].

Extruders – budynki oparte na takim samym planie wielokątnej lub kołowej podstawy. Kształty budynków mogą składać się z prostych lub załamanych względem siebie form. Charakterystyczną cechą są przeplatające się wzajemnie struktury.

Rotors – budynki oparte na rotacji krzywej wzdłuż ortogonalnej pionowej lub poziomej prostej, mogą być jedno lub dwukrzywiznowe (rys. 10).



Rys. 10. Od lewej: Fairgrounds Redevelopment Milan, Swiss Re London, Westhafen Tower Frankfurt, Communication Tower Palencia, Green Bird, Torre Agar Barcelona. [16]

Fig. 10. From the left: Fairgrounds Redevelopment Milan, Swiss Re London, Westhafen Tower Frankfurt, Communication Tower Palencia, Green Bird, Torre Agar Barcelona. [16]

Twisters i Tordos – budynki o ortogonalnym trzonie z powtarzającymi się kondygnacjami. Piętra przemieszczone są względem siebie nadając fasadom skręcone krzywoliniowe kształty (rys. 11).



Rys. 11. Od lewej: Turning Toro, Malmö, Infinity Tower Dubai, Ocean Heights One Residential Tower Dubai, Avaz Twist Tower Sarajevo Bosnia-Herzegovina, Fordham Spire Chicago, Gazprom [16]

Fig. 11. From the left: Fairgrounds Redevelopment Milan, Swiss Re London, Westhafen Tower Frankfurt, Communication Tower Palencia, Green Bird, Torre Agar Barcelona. [16]

Slicers – krzywoliniowy kształt oraz nieregularność powłoki fasady kształtowana jest przez wykorzystanie balkonów lub skręconych względem siebie kondygnacji (rys. 12). Często wykorzystuje się niejednorodne formy elewacji.



Rys. 12. Od lewej budynki: Aqua Tower Chicago, Absolute World Building, Mississauga Canada [16]

Fig. 12. From the left: Aqua Tower Chicago, Absolute World Building, and Mississauga Canada [16]

Free shapers - Wiele budynków kształtowanych jest także w sposób niepodlegający klasyfikacji, (np. rys. 13).



Rys. 13. Od lewej koncepcje architektoniczne: Desert Tower Peru, Hydropolis Dubai, Penang Malaysia. [26]

Fig. 13. From the left architectural presentation of Desert Tower Peru, Hydropolis Dubai, Penang Malaysia. [26]

Konsekwencją dalszego rozwoju nowoczesnych form będą nowe kształty budynków często obiegające od prostych i ortogonalnych form. Drapacze chmur coraz częściej będą przypominały górujące nad ziemią rzeźby (rys. 14). Rozwój nowoczesnych technologii pozwala już dziś na swobodne kształtowanie brył budynków wysokich z wykorzystaniem krzywoliniowych, opływowych kształtów (rys. 15). Dla inwestorów coraz większe znaczenie zaczyna mieć nowatorska i niepowtarzalna forma, a coraz mniejszą rolę odgrywają względy ekonomiczne. Architekci zaczynają sięgać po złożone, krzywoliniowe kształty fasad oraz skrzyżowane formy burzące dotychczasowe myślenie o wznoszeniu wieżowców jako prostych brył. Na rysunkach poniżej przedstawiono kilka wybranych przykładów współczesnych form architektonicznych.



Rys. 14. Od lewej: Mutawaa Tower Dubai , Gazprom Petersburg, The Legs Abu Dhabi, Dancing Towers Dubai. [16]

Fig. 14. From the left: Buildings Mutawaa Tower Dubai , Gazprom Petersburg, The Legs Abu Dhabi, Dancing Towers Dubai. [16]



Rys. 15. Od lewej: Torre Castelló, Palencia, Cobra Towers Kuwait, Twisted Teres China, World Business Center S. Korea, Bicentenary Towers Mexico City, Dubai Towers [16]

Fig. 15. From the left: Torre Castelló, Palencia, Cobra Towers Kuwait, Twisted Teres China, World Business Center S. Korea, Bicentenary Towers Mexico City, Dubai Towers.[16]

6. Koncepcja podniebnego miasta

Układ urbanistyczny miasta powoduje, że może on na mniejszej powierzchni pomieścić znacznie większą liczbę ludności niż na terenach podmiejskich. Szacunkowe dane pokazują, że w Chinach nawet do 12 milionów ludzi rocznie będzie przenosić się na tereny miejskie w okresie do 2030 roku. 3.9 miliarda ludzi na ziemi będzie mieszkało w miastach, a 40 % populacji ludzkiej będą stanowić mieszkańcy miast powyżej 1 miliona [6].

Dlatego urbaniści szukają nowych rozwiązań jak efektywniej wykorzystać gęsto zaludnioną miejską przestrzeń. Jednym z pomysłów jest koncepcja budowy przyjaznego człowiekowi „podniebnego miasta”. Prawdopodobnie będzie to kierunek, w którym będzie podążać współczesne budownictwo wysokościowe w najbardziej zatłoczonych metropoliach. Koncepcje budowy takiego wieżowca pojawiły się w Japonii, która znana jest z problemów miast takich jak Tokio. Japońska firma Takeneka, która stworzyła koncepcje budynku miasta Sky City 1000 zorganizowała w 2007 roku konkurs na koncepcje budynku o wysokości 1600m, który miałby pełnić funkcje podniebnego miasta i być w pełni przyjazny dla człowieka [3]. 25 zespołów złożonych z architektów i inżynierów przedstawiło swoje pomysły, kilka wybranych koncepcji jest widoczne na poniższych ilustracjach (rys. 16).



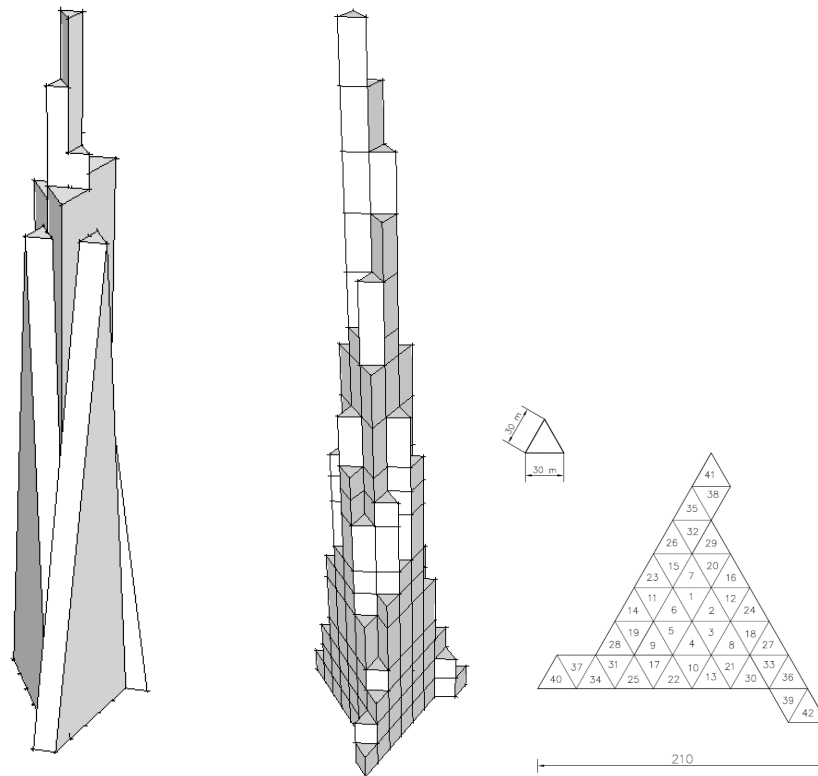
Rys. 16. Od lewej prezentacje konkursowe: Liquid Cristal Tower, Tower Of Life, Air Tube City. [3]

Fig. 16. From the left architectural presentation of competition Liquid Cristal Tower, Tower of Life, Air Tube City. [3]

7. Koncepcja budynku o wysokości 1000 m

W 2012 roku w Politechnice Rzeszowskiej powstała praca magisterska, która stanowi studium na temat budownictwa wysokiego oraz historii jego rozwoju [9]. W pracy ujęto najnowsze tendencje i trendy w kształtowaniu obiektów wysokich. Przedstawiono koncepcję architektoniczną oraz zaproponowano układ konstrukcyjny budynku o wysokości 1000 m. Podjęto próbę analizy konstrukcji i ocenę otrzymanych wyników.

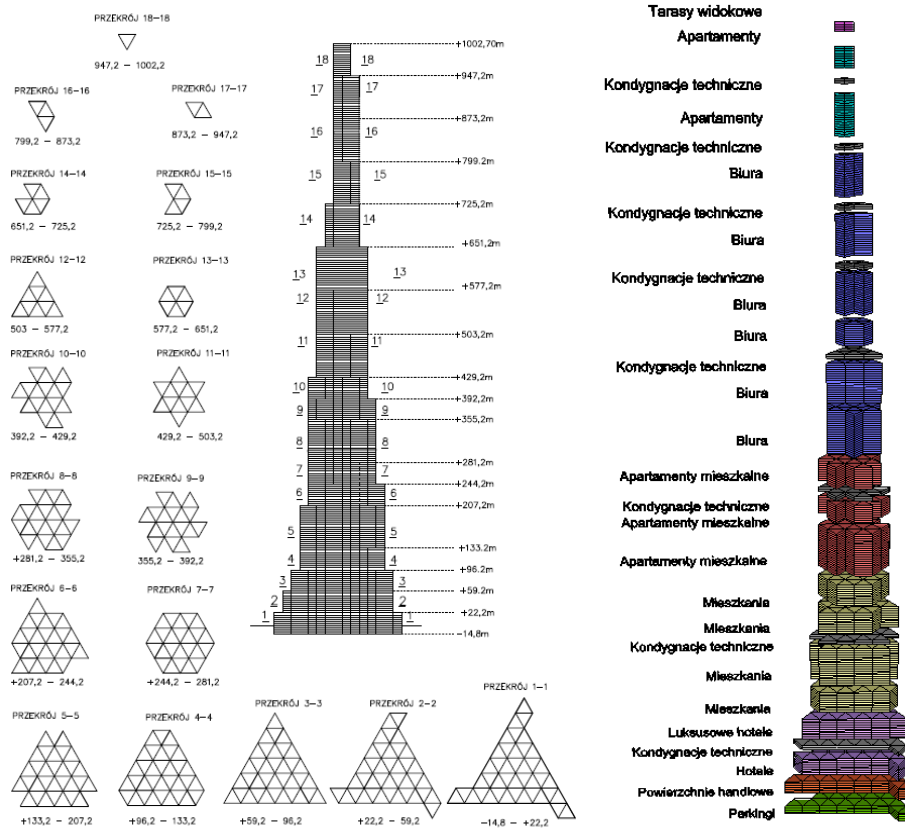
Koncepcja inspirowana była rozwiązaniami konstrukcyjnymi budynku Sears Tower w Chicago i Bank of China w Hongkongu. Przekrój poprzeczny najniższej kondygnacji podzielono na 42 trójkątne moduły. Każdy moduł posiada kształt trójkąta równobocznego o długości boku 30 m (rys. 17). Podstawa została ukształtowana w taki sposób aby efektywnie zwiększyć ramię siły i rozłożyć obciążenia na większą powierzchnię. Wraz z wysokością przekrój budynku zmienia się poprzez stopniowe odłączanie poszczególnych modułów. Budynek zmienia swój przekrój poprzeczny w 18 miejscach (rys. 18). W celu zapewnienia stabilności budynku proporcja długości boku podstawy w stosunku do wysokości wynosi 1:5. Obeliskowa forma została ukształtowana zgodnie z wytycznymi zawartymi w pracy [21].



Rys. 17. Dwie koncepcje budynku o wysokości 1000 m wraz z przekrojem poprzecznym

Fig. 17. Two concepts of 1000m tall building with cross-sectional area of floor

W celu dalszej analizy przyjęto układ funkcjonalny, aby oszacować obciążenia budynku. Zgodnie z obecnymi trendami w projektowaniu współczesne wysokościowce posiadają szereg kondygnacji o zróżnicowanej funkcji. Przeanalizowano układ funkcjonalny najwyższego obecnie budynku Burj Khalifa, na podstawie pracy [14] przyjęto podobny rozkład pomieszczeń uwzględniając przestrzenie hotelowe, biurowe, mieszkalne oraz kondygnacje techniczne (rys.18). Zestawienie obciążeń użytkowych i wiatru pokazało skalę i złożoność problemów z którymi musi zetknąć się konstruktor podczas projektowania. Wnioski pracy pokazały, że tradycyjne rozwiązania konstrukcyjne i materiałowe są niewystarczające już przy przeprowadzeniu wstępnej analizy. Widać także że tradycyjne podejście normowe przy obciążeniu wiatrem daje jedynie szacunkowe wartości, a racjonalne obciążenia można uzyskać jedynie poprzez specjalistyczne badania w tunelu aerodynamicznym.



Rys. 18. Obeliskowa forma budynku wraz przekrojami poprzecznymi pięter

Fig. 18. Obelisks shape of the building with sections of the floors

8. Wnioski

Współcześnie będziemy obserwować nieustanny rozwój budownictwa wysokiego. Szybko rozwijająca się technologia komputerowa daje inżynierom i architektom możliwości jakich nie było wcześniej. Pojawia się natomiast pytanie o granicę ludzkiej dumy i pychy w pokonywaniu wysokości i przeciwstawianiu się siłom przyrody. Wątek ten wyrażony został także w biblijnej przypowieści o Wieży Babel. Jak podają doniesienia medialne najwyższy budynek świata wciąż w dużej mierze stoi pusty, być może nienaturalna wysokość nie jest komfortowa dla ludzi, a stanowi jedynie chwilową atrakcją turystyczną.

Literatura

- [1] Braun art M., „*Beyond the limits of sustainable architecture*”, Jenseits der Grenzen nachhaltiger Architektur, 10 Herbstseminar 2004, s3.
- [2] CTBUH Case Study „*CCTV building – Headquarters & Cultural center*”, 2008 Praca zbiorowa.
- [3] CTBH Conference Proceeding “*Mile High Tower – Concept of vertical city*” CTBUH 8th World Congress, 2008.
- [4] CTBUH Journal „*Tall buildings in numbers*”, 2009.
- [5] CTBUH “*Tall buildings in numbers “Year In review Tall trends of 2014 and forecasts for 2015”*”.
- [6] Forest R., Gill G., Smith A., „*Global Environmental Conceptualism*”, CTBUH 8th World Congress, Dubai, 2008.
- [7] Frechette E. R., Glichrist R., „*Towards Zero Energy A Case Study of the Pearl River Tower, Guangzhou, China*”, CTBUH Technical Paper, Dubai, 2008.
- [8] Galal A. „*Petronas Office Towers*” 2004 On site Review Report
- [9] Gasiński K. „*Studium budynku o wysokości 1000 m*” Praca dyplomowa magisterska. Politechnika Rzeszowska, Rzeszów 2012.
- [10] Jasiński A. “Znaczenie budynków wysokich i wysokościowych we współczesnej urbanistyce, przestrzeń i forma”.
- [11] Kumorek M. „*Analiza rozwoju budownictwa wysokiego*”, Fragment pracy dyplomowej magisterskiej, Uniwersytet Ekonomiczny w Krakowie, Kraków 2009, s.92, 94, 96, 100.
- [12] Semkowicz P., „*Budynki wysokie - uwagi o miejscu konsumpcji na pokaz w mieście oszczędnym*”, Czasopismo techniczne „Technical Transactions Architecture, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej 2010.
- [13] Sheriff M., Smith G., Wesimantle P.”*Burj Dubai: An Architectural Technical Design Case Study*”, CTBUH Technical Paper, 2007, s 5.
- [14] Smith A., „*Burji Dubai Designing the world tallest*”, CTBUH 8th World Congress, 2008.
- [15] Smith A., Stochetti A., “CTBUH Case Study „*Kingdom Tower Jeddah*”, 2013
- [16] Vollers K. „*Morphological scheme of second- generation non- orthogonal high-rises*”, CTBUH 8th World Congress, Marzec 2008.
- [17] Wells M., „*Skyscrapers- structure and design*”, Laurence King Publishing, London 2005, s.6.
- [18] William F., Pawlikowski J., „*Design and construction of the world’s tallest building Burji Dubai*”, CTBUH 8th World Congress, Marzec 2008.
- [19] Wood A., “*Tall and Green: Typology for a Sustainable Urban Future*”, Council on Tall Building and Urban Habitat, Dubai 2008.
- [20] Yeang K. „*Ekoskyscrapers and Ecomimesis: New Tall Building Typologies*”, CTBUH 8th World Congress, Marzec 2008.
- [21] Zabłocki W., Zalewski W., „*Inspiracje inżynierskie kształtowania budynków wysokich – strukturalne kształty lekkich wysokich budynków*”. Symposium Projektowanie koncepcyjne – kształtowanie konstrukcji konstrukcje z blach fałdowych konstrukcje ciągnowe, Rzeszów maj 2000.
- [22] Żurański A., „*Obciążenia wiatrem budowli i konstrukcji*”, Arkady, Warszawa 1978.

Źródła internetowe:

- [23] www.skyscrapernews.com [dostęp: 8 czerwca 2015 r.]
[24] www.tallestbuildingintheworld.com , Mile High Tower Jeddah [dostęp: 2 marzec 2015 r.]
[25] www.worldbuildings.net, 19 Wrzesień 2007 r. [dostęp: 8 marzec 2015 .]
[26] www.ctbuh.com [dostęp: 10 marzec 2015 r.]
[27] www.cultural-china.com [dostęp: 10 marzec 2015 r.]
[28] www.skyscrapercenter.com [dostęp: 8 marzec 2015 .]

CONCEPTION OF 1000 M HIGH BUILDING ON THE BACKGROUND OF WORLD HIGH-RISE BUILDINGS

Summary

Essential urban, architectural, cultural, sustainable and structural aspects of shaping process of tall building executed around the world have been presented in the paper. Existing and proposed building solutions inspired by local culture, iconic and concept of vertical city were described. Classification of nowadays designed building, as: Extruders, Rotors, Twisters i Tordos, Slicers, and Free shapers was presented. On this background, own conception of 1000 m high building has been presented.

Keywords: Shaping of the buildings, high-rise construction, sustainability

Przesłano do redakcji: 30.05.2015

Przyjęto do druku: 10.01.2016

DOI: 10.7862/rb.2015.178

Marian GIŻEJOWSKI¹
Radosław SZCZERBA²
Marcin GAJEWSKI³
Zbigniew STACHURA⁴

ANALIZA NOŚNOŚCI STALOWEJ RAMY PŁASKIEJ O BLACHOWNICOWYCH ELEMENTACH SMUKŁOŚCIENNYCH

W pracy przedstawiono analizę nośności stalowej ramy płaskiej na przykładzie ramy portalowej o rozpiętości 36,0 m, wykonanej ze smukłościennych elementów blachownicowych o zmiennej wysokości średnika i przegubowo połączonej z fundamentami. Ramę portalową zaprojektowano zgodnie z wymaganiami Eurokodu, a następnie przeanalizowano wpływ rozmieszczenia dyskretnych stężeń bocznych i przeciwskrętnych na jej nośność. Obliczenia uwzględniają imperfekcje konstrukcji, które zaimplementowano w modelu jako przeskalowane formy wyboczenia lokalnego i globalnego ramy portalowej, wyznaczone ze sprężystej analizy wyboczeniowej LBA. W celu zbadania wpływu rodzaju i kształtu imperfekcji na nośność ramy, przeprowadzono najpierw analizę układu o geometrii idealnej, materiałowo i geometrycznie nieliniową GMNA, a następnie analizę materiałowo i geometrycznie nieliniową GMNIA układu imperfekcyjnego. Analizę przeprowadzono z wykorzystaniem programu komputerowego ABAQUS/Standard. W uwagach końcowych podsumowano wyniki analiz oraz wskazano kierunki dalszych badań.

Słowa kluczowe: rama portalowa, blachownicowe elementy stalowe, stateczność, imperfekcje, LBA, GMNA, GMNIA

¹ Marian Giżejowski, Politechnika Warszawska, al. Armii Ludowej 16, 00-637 Warszawa, tel.: +48 22 234 6554, m.gizejowski@il.pw.edu.pl.

² Autor do korespondencji: Radosław Szczerba, Politechnika Rzeszowska, ul. Poznańska 2, 35-084 Rzeszów, tel.: +48 17 865 16 16, szczerba@prz.edu.pl.

³ Marcin Gajewski, Politechnika Warszawska, al. Armii Ludowej 16, 00-637 Warszawa, tel.: +48 22 234 5164, m.gajewski@il.pw.edu.pl.

⁴ Zbigniew Stachura, Politechnika Warszawska, al. Armii Ludowej 16, 00-637 Warszawa, tel.: +48 22 234 6554, z.stachura@il.pw.edu.pl.

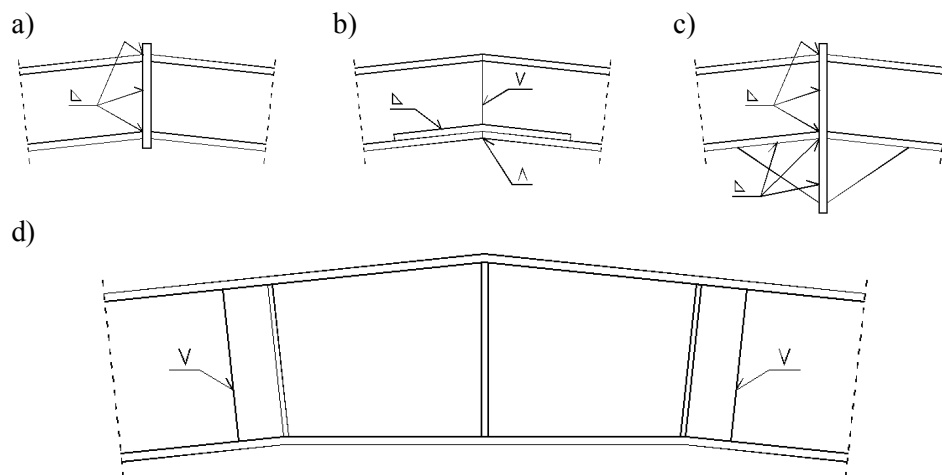
1. Wprowadzenie

Ustroje poprzeczne budynków halowych bardzo często kształtuje się z elementów pełnościennych, wykonanych z dwuteowników walcowanych na gorąco bądź spawanych z blach. Takie rozwiązanie skutkuje większym zużyciem stali, niż wynika to z zastosowania dźwigarów kratowych, jednak ze względu na niską pracochłonność w wytwórni konstrukcji metalowych oraz łatwość montażu może prowadzić do obniżenia kosztów całej inwestycji [1]. Słupy układów pełnościennych połączone są z fundamentami w sposób przegubowy, co ułatwia ukształtowanie węzła podporowego, bądź na sztywno w celu ograniczenia nadmiernego bocznego przechyłu ramy ze względu na zachowaniu stanu granicznego użyteczności. Pręty ram o niedużej rozpiętości wykonuje się z kształtowników dwuteowych gorącowalcowanych, a ram o znacznych rozpiętościach ze spawanych elementów blachownicowych, często o zbieżnej wysokości przekroju ukształtowanej poprzez ciągłą zmianę wysokości środka. Coraz częściej środki blachownic wykonuje się z cienkich blach falistych, co prowadzi do polepszenia ich stateczności i poprawienia wartości wskaźnika zużycia stali [2].

Cechą charakterystyczną pełnościennych ram portalowych (jedno- lub wielonawowych) jest sztywne połączenie rygla ze słupem w narożu oraz zazwyczaj sztywne połączenie rygli w kalenicy. W wyniku tego, w narożu ram powstaje duży moment zginający, który determinuje przyjęcie przekrojów rygla oraz słupa. W celu zmniejszenia wymiarów prętów układu w narożu ramy (w węźle okapowym) wykonuje się dodatkowo skosy z ukośnie przyciętego kształtownika o na ogół tym samym przekroju co rygiel. Miejsca występowania ekstremalnych momentów zginających oraz sił osiowych należy odpowiednio stężyć bocznie i przeciwskrętnie w celu zapewnienia stateczności rygla oraz słupa w strefie ściskanej. Jako dyskretne stężenia boczne wykorzystuje się zwyczajowo prętowe elementy obudowy hal (rygle ścienne i płatwie), które odpowiednio łączy się z pasami rygli oraz słupów, a stosując dodatkowe zastrzały wprowadza się również dyskretne stężenia przeciwskrętne. Na ciągłe stężenie boczne prętów ram można natomiast wykorzystać poszycie z blachy falistej, charakteryzującej się dużą sztywnością podłużną w kierunku prostopadłym do kierunku profilowania blachy oraz znaczną sztywnością giętno-skrętną przy zginaniu w płaszczyźnie prostopadłej do płaszczyzny zgodnej z kierunkiem profilowania blachy. Węzły w połączeniu podstawy z fundamentem kształtuje się na ogół jako przegubowe, pozostałe zaś węzły (okapowy i kalenicowy) jako sztywne uźebrowane. Różne sposoby ukształtowania węzła kalenicowego pokazano na rys. 1 [3].

W przypadku schematów statycznie niewyznaczalnych można, oprócz globalnej analizy sprężystej, zastosować analizę plastyczną, jeżeli przekroje elementów wykazują wystarczającą zdolność do obrotu wymaganą w celu redystrybucji momentów zginających, a w miejscach powstawania przegubów pla-

stycznych zapewniona jest stabilność elementów. Zasady kształtowania ram portalowych, a także umiejscowienia stężeń bocznych i przeciwskrętnych w przypadku projektowania sprężystego oraz z wykorzystaniem właściwości plastycznych materiału przedstawiono w [4].



Rys. 1. Możliwe rozwiązania konstrukcyjne spawanego węzła kalenicowego ramy portalowej według [3]

Fig. 1. Possible welded ridge connections of portal frame according to [3]

Zagadnienie przedstawione w niniejszej pracy dotyczy analizy nośności płaskiej ramy portalowej o rozpiętości 36,0 m, wykonanej ze smukłościennych dwuteowych elementów blachownicowych o zmiennej wysokości środka na długości rygla i słupów, które są przegubowo oparte na fundamentach. Przeprowadzone obliczenia dotyczą wpływu rozmieszczenia dyskretnych stężeń bocznych i przeciwskrętnych na stateczność globalną ramy i lokalną jej elementów. Nośność ramy sprawdzono na podstawie globalnego kryterium odniesionego do punktu granicznego na ścieżce równowagi wyznaczonej z analiz materiałowo i geometrycznie nieliniowych GMNA (bez uwzględnienia imperfekcji) oraz GMNIA (z uwzględnieniem imperfekcji). Pole imperfekcji geometrycznych zaimplementowane w modelu numerycznym bazuje na postaci deformacji ustroju wyznaczonej ze sprężystej analizy wyboczeniowej LBA. Wpływ kształtu oraz rodzaju imperfekcji na nośność ramy portalowej oceniono porównując mnożniki obciążenia granicznego α_{ult} wyznaczone najpierw z analizy GMNA dotyczącej ustroju o geometrii idealnej, a następnie z analizy GMNIA ustroju o geometrii nieidealnej. Model MES ramy portalowej wykonano w programie komputerowym ABAQUS/Standard, wykorzystując elementy powłokowe o liniowych funkcjach kształtu. Rozważania w niniejszej pracy są kontynuacją analiz przedstawionych w pracy [5], w której przyjęto prętowy model MES ra-

my z elementami belkowymi spełniającymi założenia teorii prętów cienkościennych Własowa oraz analizę materiałowo liniową. Rozszerzenie badań przedstawionych w [5] polega na zastosowaniu nieliniowości materiału oraz przyjęciu powłokowego modelu MES konstrukcji.

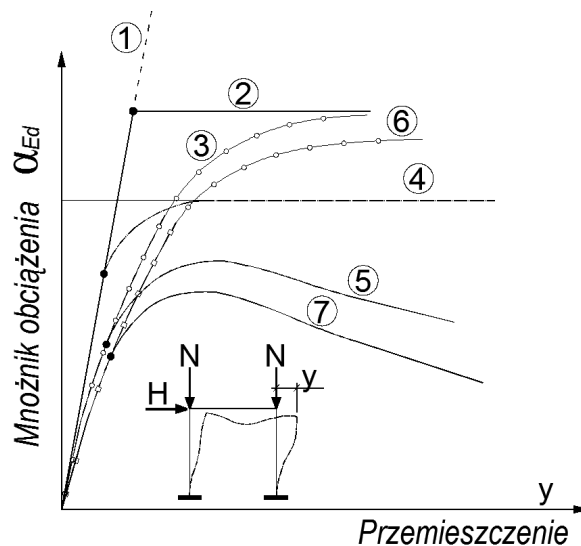
2. Metody weryfikacji nośności ram portalowych

W przypadku projektowania konstrukcji stalowych dopuszcza się stosowanie sprężystych i niesprężystych metod analizy, które rozróżnia się ze względu na przyjęty model materiału (liniowo-sprężysty, sprężysto-plastyczny, sztywno-plastyczny) oraz rodzaj analizy konstrukcji (wg teorii pierwszego lub drugiego rzędu) [6, 7]. Wybór metody w konkretnej sytuacji powinien być uzasadniony. Przykładowe ścieżki równowagi statycznej konstrukcji, uzależnione od rodzaju zastosowanej metody analizy układu, przedstawiono na rys. 2. Syntezę podejść możliwych do zastosowania w praktyce przedstawiono w tabl. 1 (na podstawie eurokodów [8-11] oraz [12]).

Tabela 1. Rodzaje analiz konstrukcji stalowych według [8-11]

Table 1. Analysis methods of steel structures according to [8-11]

Rodzaj analizy		Związki geometryczne	Charakterystyka materiału	Geometria układu
1	Analiza liniowo-sprężysta (LA)	liniowe	liniowa	idealna
2	Liniowo-sprężysta analiza bifurkacyjna (LBA)	liniowe	liniowa	idealna
3	Geometrycznie nieliniowa analiza sprężysta (GNA)	nieliniowe	liniowa	idealna
4	Analiza fizycznie nieliniowa (MNA)	liniowe	nieliniowa	idealna
5	Analiza fizycznie i geometrycznie nieliniowa (GMNA)	nieliniowe	nieliniowa	idealna
6	Geometrycznie nieliniowa analiza sprężysta z imperfekcjami (GNIA)	nieliniowe	liniowa	nieidealna
7	Analiza geometrycznie i fizycznie nieliniowa z imperfekcjami (GMNIA)	nieliniowe	nieliniowa	nieidealna



Rys. 2. Ścieżki równowagi statycznej w przypadku zastosowania sprężystych i niesprężystych metod analiz: 1-LA, 2- LBA, 3- GNA, 4- MNA, 5-GMNA, 6- GNIA, 7- GMNIA

Fig. 2. Load-deformation-curves in the case of application of linear and nonlinear analysis methods: 1-LA, 2- LBA, 3- GNA, 4- MNA, 5-GMNA, 6- GNIA, 7- GMNIA

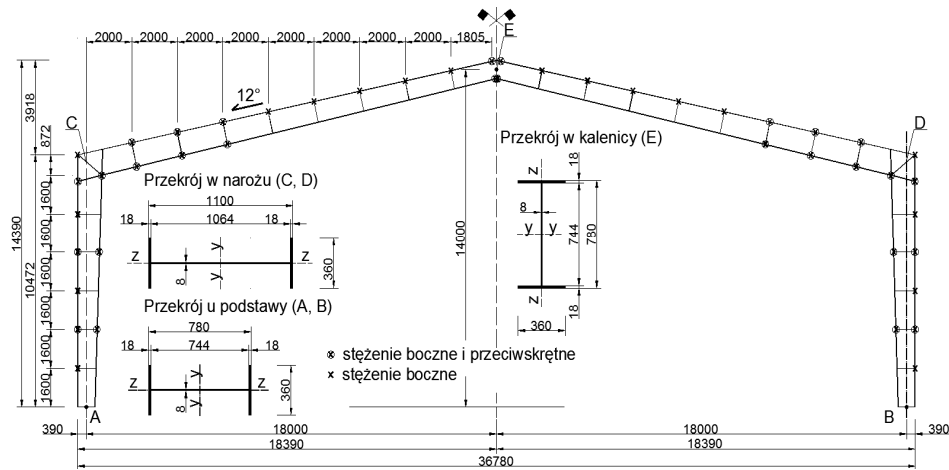
W projektowaniu konstrukcji stalowych należy w ogólności uwzględnić imperfekcje oraz efekty II rzędu, przy czym w Załączniku krajowym normy [8] podano, że w przypadku przechyłowych ram portalowych można stosować w obliczeniach statycznych analizę pierwszego rzędu bez imperfekcji. Weryfikacja nośności słupa bądź rygła pełnościennej ramy portalowej sprowadza się wtedy do analizy pręta ściskanego mimośrodowo i uwzględnienia interakcji niestateczności lokalnej i ogólnej, odpowiadającej formom giętnym oraz giętno-skrętnym.

Ogólne zasady projektowania stalowych układów ramowych podano w [1-5] oraz w [13,14]. W niniejszej pracy przedstawiono wykorzystanie metod globalnej analizy do oceny nośności ramy portalowej. Przeprowadzono analizy GMNA, w których uwzględniono nieliniowość materiału i efekty II rzędu oraz GMNIA, w których dodatkowo uwzględniono imperfekcje modelowane jako zastępcze parametry bezpieczeństwa i przyjęte jako przeskalowany stan deformacji uzyskany z analizy LBA sprężystego wyboczenia ramy o geometrii idealnej. Według [8], w przypadku analizy GMNA wymagane jest sprawdzenie warunków nośności elementów z uwzględnieniem efektów oddziaływań wyznaczonych dla mnożnika obciążenia $\alpha_{Ed} = 1$, w przypadku zaś analizy GMNIA nie jest konieczne sprawdzanie stateczności pojedynczych elementów, ale wykaza- nie, że w punkcie granicznym ścieżki równowagi zachodzi $\alpha_{Ed} = \alpha_{ult} \geq \gamma_{M1}$.

3. Charakterystyka analizowanej ramy

Analizowana rama płaska stanowi poprzeczny układ nośny jednonawowej hali stalowej, o wymiarach rzutu poziomego w osiach słupów 36,0 x 72,0 m (przy rozstawie ram 7,2 m), który zaprojektowano w [5] w stanie sprężystym i przy przyjęciu prętowego modelu konstrukcji. Wysokość ramy wynosi odpowiednio 10,47 m w okapie i 14,39 m w kalenicy. Nachylenie pasa zewnętrznego dwuspadowego rygla przyjęto jako 12° . Pasy blachownic o przekrojach dwuteowych wykonano z blachy o grubości 18 mm, a środniki z blachy grubości 8 mm. Całkowita wysokość przekrojów w węzłach podporowych (A, B) oraz w kalenicy (E) wynosi 780 mm, a w narożach ramy (C, D) 1100 mm. Rozstaw płatwi przyjęto jako 2000 mm (licząc od naroża), a rygli ściennych 1600 mm (zaczynając od podstawy ramy). W narożach ramy występują trzy obustronne żebra usztywniające gr. 18 mm (dwa poprzeczne i jedno ukośne), a we wszystkich miejscach oparcia rygli ściennych oraz płatwi na pasie zewnętrznym ramy żebra poprzeczne obustronne gr. 8 mm. W węzle kalenicowym zastosowano rozwiązanie jak na rys. 1d, przy czym żebro ma grubość 18 mm.

We wszystkich miejscach reakcji od rygli obudowy (na pasie zewnętrznym blachownicy słupa ramy) założono występowanie dyskretnych stężeń bocznych. Stężenia przeciwskrętne przyjęto w 1/3 i 2/3 wysokości słupa oraz przy narożu, a także na ryglu pod trzema pierwszymi płatwiami licząc od okapu, a także w kalenicy. Geometrię ramy, wymiary jej przekrojów charakterystycznych oraz usytuowanie stężeń pośrednich przedstawiono na rys. 3. Przyjęto, że rama wykonana jest ze stali konstrukcyjnej S 355 JR.



Rys. 3. Wymiary geometryczne, warunki podparcia oraz rozmieszczenie stężeń w ramie portalowej złożonej z elementów blachownicowych o zbieżnym środniku [5]

Fig. 3. Geometry, constraints and location of lateral and torsional braces in analyzed portal frame composed of I-shaped tapered elements [5]

Budynek halowy zlokalizowany jest w 3. strefie obciążenia śniegiem i w 2. strefie obciążenia wiatrem, w terenie kategorii II (teren otwarty z nielicznymi przeszkodami). Przy projektowaniu wzięto pod uwagę sytuacje trwałe, odnoszące się do zwykłych warunków użytkowania. Nie rozpatrzono wyjątkowych sytuacji obliczeniowych, odnoszących się do pożaru, wybuchu, uderzenia lub konsekwencji lokalnego zniszczenia. Spośród wszystkich kombinacji normowych, w stanie granicznym nośności, wyróżniono dwie kombinacje oddziaływań, determinujące przyjęcie przekrojów prętów ramy portalowej. Rozrózniono je ze względu na charakter oddziaływań wiodących: oddziaływanie śniegu (kombinacja oddziaływań grawitacyjnych KOMB1) oraz wiatru (oddziaływanie wiatru w kierunku podłużnym, powodujące przechył ramy KOMB2) [5]. Miarodajnym do oceny nośności ramy jest wskaźnik wykorzystania nośności obliczony na podstawie efektów oddziaływań z analizy LA oraz z uwzględnieniem interakcji wyboczenia z płaszczyzny ramy ze zwichrzeniem słupa BD w przypadku kombinacji oddziaływań grawitacyjnych KOMB 1. Po przyjęciu $\gamma_{MI} = 1,0$ otrzymano [5]:

$$\frac{\gamma_{M1} N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{\gamma_{M1} M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}} =$$

$$= \frac{1 \cdot 409 \cdot 10^3}{0,874 \cdot 5571 \cdot 10^3} + 0,997 \frac{1 \cdot 2119,6 \cdot 10^6}{0,888 \cdot 2828,3 \cdot 10^6} = 0,925 < 1,0 .$$

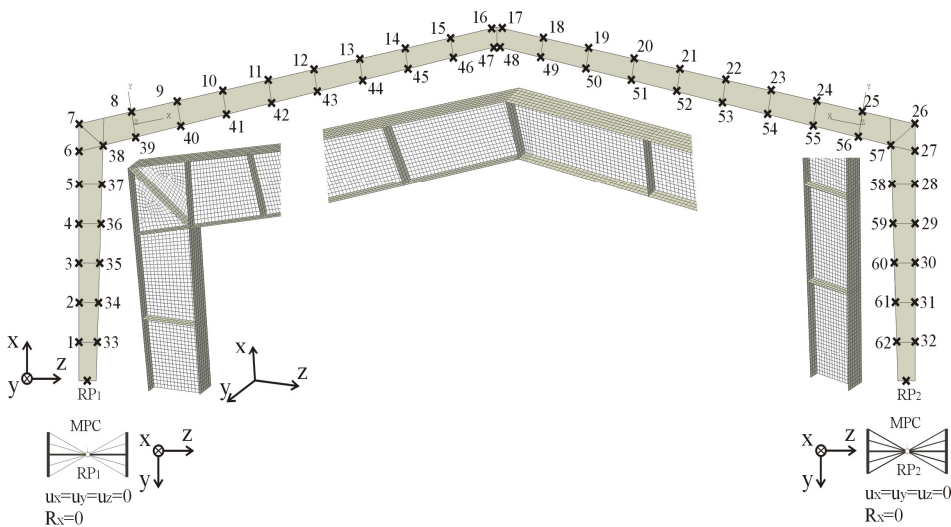
4. Powłokowy model numeryczny ramy

Model MES analizowanej ramy portalowej wykonano z użyciem liniowych, prostokątnych elementów powłokowych typu S4R (ze zredukowanym całkowaniem), dostępnych w bibliotece programu ABAQUS/Standard [15, 16]. Przeprowadzono analizę zbieżności rozwiązania z uwzględnieniem wpływu dyskretyzacji modelu. Przybliżoną wielkość elementów skończonych uzależniono od wymiarów przekroju blachownic oraz żeber. Siatkę sukcesywnie zagęszczano utrzymując proporcje wymiarów elementów skończonych zbliżone do kwadratu. Przy siatce dyskretyzacyjnej o wymiarze boku elementu 60 mm otrzymywano dobrą zbieżność wyników przy akceptowalnym czasie obliczeń. Model MES ramy portalowej przedstawiono na rys. 4, gdzie pokazano jeden z możliwych przypadków rozmieszczenia stężeń bocznych i przeciwskrętnych, gdy występują one we wszystkich miejscach występowania rygli ściennych i płatwi dachowych. Warunki brzegowe w przekrojach podporowych, które odpowiadałyby w modelu prętowym tzw. podparciu widelkowemu bez możliwości deplanacji, zadano wprowadzając tzw. węzły odniesienia RP_i ($i=A,B$). Przez „sztywne” powiązanie węzłów krawędziowych elementów powłokowych leżących w przekrojach końcowych słupów z węzłem odniesienia uzyskano możliwość zadawania „prętowych” warunków brzegowych tylko dla tego węzła. Za-

stosowano w tym celu opcję MPC w programie ABAQUS [15,16]. Na rys. 5 przedstawiono sposób modelowania warunków brzegowych, stężeń dyskretnych oraz sposobu przekazywania obciążenia z konstrukcji podpierającej poszycie ścian i dachu. Obciążenie z płatwi i rygli ściennych na ramę zadano jako równomiernie rozłożone na paśmie o szerokości 100 mm.

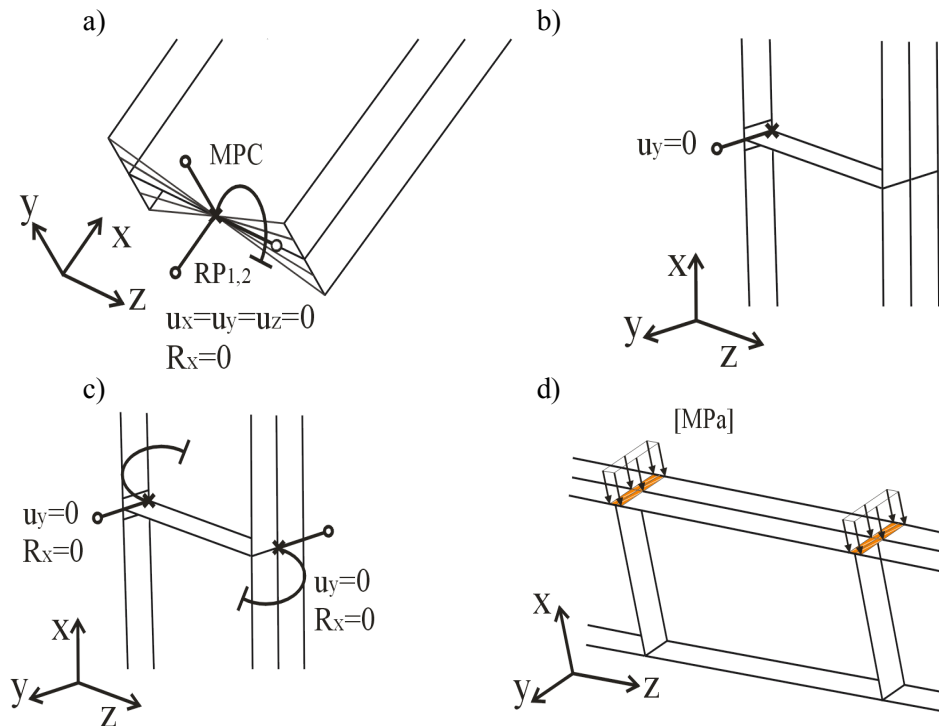
Warunki przemieszczeniowe realizujące dyskretne stężenia pośrednie zadano jako punktowe w miejscach połączenia środka z pasami ramy. Boczne więzy $u_y=0$ przyjęto w punktach od 1 do 32. Dodatkowe więzy obrotowe $R_x=0$ założono w wybranych punktach od 1 do 32 oraz boczne $u_y=0$ i obrotowe $R_x=0$ w punktach od 33 do 62 odpowiadających wybranym punktom od 1 do 32 tak, aby występowały one po obu stronach połączenia środka z pasami. W tabl. 2 zestawiono analizowane warianty rozmieszczenia dyskretnych stężeń bocznych i przeciwnykrętnych w rozpatrywanej ramie portalowej.

Do rozwiązywania zagadnień brzegowych liniowej stateczności sprężystej LBA wykorzystano standardową procedurę wyznaczania wartości i wektorów własnych zaimplementowaną w programie ABAQUS, do zagadnień natomiast technicznego wyboczenia na podstawie analizy nieliniowej ścieżki równowagi wykorzystano analizy GMNA i GMNIA zaimplementowane w ramach opcji umiarkowanie dużych deformacji NLGEOM [17]. Do opisu charakterystyki σ - ε stali wykorzystano model dwuliniowy materiału sprężysto-idealnieplastycznego.



Rys. 4. Powłokowy model MES ramy portalowej wraz z zadanymi warunkami brzegowymi i orientacją w globalnym układzie współrzędnych. Stężenia boczne i przeciwnykrętne są modelowane przez dodatkowe więzy, które mogą występować jedynie w punktach od 1 do 62

Fig. 4. FEM model of analyzed portal frame together with boundary conditions and orientation in global coordinate system. Lateral and torsional braces are modelled through additional constraints, which could be located only at points from 1 to 62



Rys. 5. Warunki brzegowe; a) przemieszczeniowe $u_x=u_y=u_z=0$ i $R_x=0$ w przekrojach podporowych (A, B) zadane z wykorzystaniem opcji MPC, b) warunki przemieszczeniowe $u_y=0$ (stężenie boczne w miejscu połączenia środnika z pasem zewnętrznym blachownicy), c) przemieszczeniowe $u_y=0$ i $R_x=0$ (stężenie boczne i przeciwskrętne w miejscach połączenia środnika z pasami), d) obciążenie przekazywane z płatwi i rygli ściennych na ramę (zadano jako powierzchniowe równomiernie rozłożone, na paśmie o szerokości 100 mm)

Fig. 5. Boundary conditions; a) displacements $u_x=u_y=u_z=0$ and rotation $R_x=0$ in base sections (A, B) applied with the use of MPC option, b) displacement $u_y=0$ (lateral brace located at junction of web and outer flange), c) displacement $u_y=0$ and rotation $R_x=0$ (lateral and torsional brace located at junction of web and flanges), d) load transmitted from purlins and girts on the frame (uniformly distributed pressure from the 100 mm wide strip)

Tabela 2. Warianty rozmieszczenia żeber oraz dyskretnych stężeń bocznych i przeciwskrętnych
 Table 2. Location options of transverse stiffeners and lateral and torsional braces

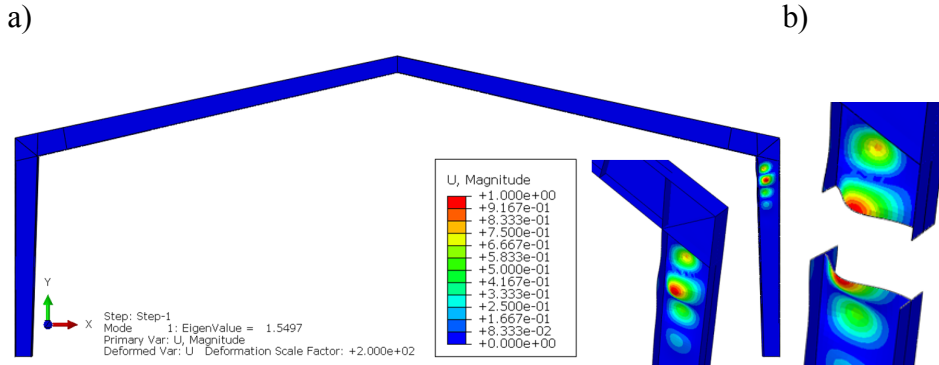
Wariant rozmieszczenia żeber i stężeń	Obustronne żebra usztywniające			Stężenia boczne		Stężenia przeciwskrętne			
	Naroża ramy (C, D)	Środek rygla (E)	Pod każdym stężeniem przeciwskrętnym/ reakcją od obudowy	Słup	Rygiel	Słup	Rygiel		
A	3 żebra	1 żebro	Tak/Nie	Pod każdym ryglem ściennym i płatwią od strony zewnętrznej i dodatkowo w miejscu stężeń przeciwskrętnych		Podstawa i przy narożu	Przy narożu i przy węźle środkowym rygla + pod pierwszą płatwią od naroża		
A1			Tak/Tak						
B			Tak/Nie						
B1			Tak/Tak						
C			Tak/Nie						
C1			Tak/Tak						
D*)			Tak/Nie						
D1			Tak/Tak						
E			Tak/Tak					Pod każdym rygłem ściennym	Pod każdą płatwią

*) Przypadek referencyjny ramy analizowanej w [5] na podstawie przyjęcia modelu prętowego, do którego odniesiono wyniki uzyskane w niniejszej pracy na podstawie przyjęcia modelu powłokowego.

5. Wyboczenie ramy w ujęciu LBA liniowej teorii stateczności

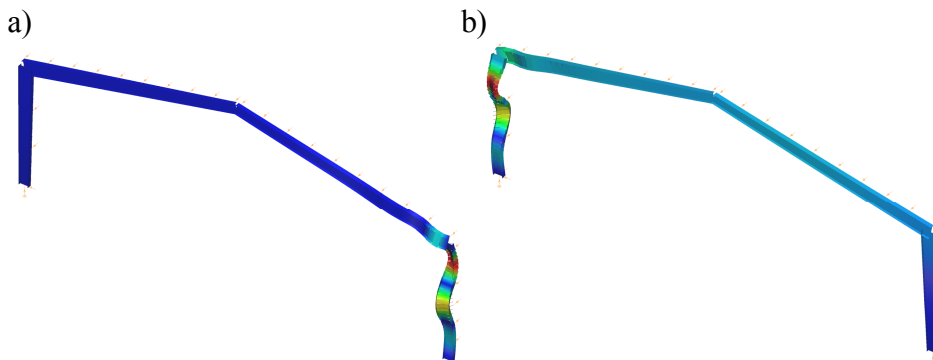
Przeprowadzono analizę wyboczeniową LBA w odniesieniu do wszystkich przypadków rozmieszczenia żeber oraz dyskretnych stężeń bocznych i przeciwskrętnych zestawionych w tab. 2 (przypadki A do E). W obliczeniach uwzględniono dwie kombinacje obciążeń w stanie granicznym nośności: KOMB 1 oraz KOMB 2. Jak należało się spodziewać, zastosowanie modelu powłokowego do analizy ramy o dwuteowych przekrojach blachownicowych klasy 4 pozwoliło na wykrycie interakcyjnych form utraty stateczności lokalnej (miejscowej i/lub dystorsyjnej) oraz ogólnej (giętnej lub giętno-skrętnej). Pierwszą postacią sprężystej utraty stateczności ramy jest postać lokalna i dotyczy występowania maksymalnych deformacji związanych z wybrzuszeniem smukłego środka prawego słupa w miejscu pod narożem, którym towarzyszy giętno-skrętna niestateczność dystorsyjna środka i pasa. Z uwagi na rzadkie rozmieszczenie żeber, co najwyżej równe odległości między ryglami ściennymi i płatwiami, nie mają one istotnego wpływu na zmianę charakteru deformacji towarzyszących pierwszej postaci wyboczenia. Rozmieszczenie stężeń też nie wpływa w istotny sposób na wartość mnożnika obciążenia krytycznego α_{cr} tej postaci wyboczenia. W przypadku kombinacji KOMB 1, mnożnik α_{cr} pierwszej postaci wyboczenia, odpowiadający wariantom A, B, C i D, wynosi 1,55, odpowiadający wariantom A1, B1, C1, D1 i E wynosi zaś 1,58. Na rys. 6a przedstawiono pole deformacji towarzyszące mniejszemu mnożnikowi obciążenia krytycznego lokalnej utraty stateczności w odniesieniu do tej kombinacji, na rys. 6b zaś dystorsję przekroju w miejscu maksymalnego wybrzuszenia środka. Wynikowe mnożniki obciążenia krytycznego otrzymane z analizy numerycznej porównano z wynikami analitycznymi uzyskanymi na podstawie teorii stateczności płyt [18]. Rozważania ograniczono do górnego panelu prawego słupa ramy wydzielonego między żebrami, w którym środek obciążono na krawędziach naprężeniami normalnymi uzyskanymi z liniowej statyki LA. W przypadku rozpatrzenia przegubowego połączenia środka z pasami uzyskano mnożnik o wartości 0,92 (współczynnik stateczności $k_{min}=23,9$), a w przypadku sztywnego zamocowania środka w pasach 1,52 ($k_{min}=39,6$). Wynik drugiego założenia jest zgodny z mnożnikiem uzyskanym z analizy numerycznej.

Na rys. 7 przedstawiono dwie pierwsze formy globalnej utraty stateczności ramy z analizy LBA odnoszącej się do kombinacji KOMB1 oraz do modelu prętowego ramy o stężeniu z płaszczyzny ustroju jak w wariancie D oraz analizy przeprowadzonej programem ConSteel [5].



Rys. 6. Pierwsza (lokalna) postać sprężystej utraty stateczności ramy portalowej odpowiadająca mnożnikowi obciążenia krytycznego $\alpha_{cr} = 1,55$, a) pole deformacji, b) dystorsja przekroju w miejscu maksymalnego wybrzuszenia środnika (współczynnik skali deformacji = 30)

Fig. 6. First (local) buckling mode of analyzed portal frame corresponding to critical load multiplier $\alpha_{cr} = 1,55$, a) deformed shape plot, b) cross-section distortion where the web bulge reaches maximum value (deformation scale factor = 30)



Rys. 7. Prętowe postacie wyboczenia ramy: a) postać pierwsza: nieprzechyłowa forma stowarzyszona z giętno-skrętnymi deformacjami słupa prawego ($\alpha_{cr,1} = 11,8$), b) postać druga: nieprzechyłowa forma stowarzyszona z giętno-skrętnymi deformacjami słupa lewego ($\alpha_{cr,2} = 14,8$)

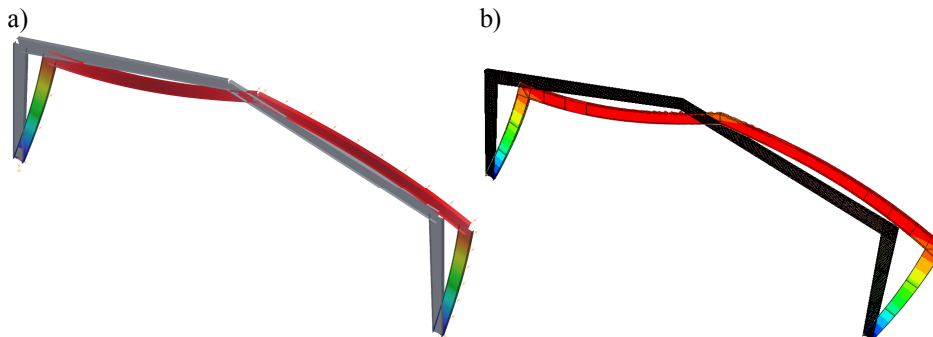
Fig. 7. Overall buckling modes of analyzed frame: a) first mode: non-sway buckling mode corresponding to lateral-torsional deformation of the right column ($\alpha_{cr,1} = 11,8$), b) second mode: non-sway buckling mode corresponding to lateral-torsional deformation of the left column ($\alpha_{cr,2} = 14,8$)

Przeprowadzoną w niniejszej pracy analizę wartości i wektorów własnych sprężystej utraty stateczności ramy na podstawie modelu powłokowego i programu ABAQUS wariantu D stężenia ramy nie ograniczono do kilku pierwszych form utraty stateczności, ale poszukiwano form interakcyjnych lokalno-globalnych w celu porównania z wynikami uzyskanymi w odniesieniu do kombinacji KOMB1 oraz modelu prętowego i programu ConSteel według

[5]. Stwierdzono, że kilkaset pierwszych form utraty stateczności jest interakcyjnych, z których trudno wyodrębnić nieprzechylowe formy lokalno-globalne z dominującą postacią globalną o charakterze wyboczenia giętno-skrętnego, jak pokazano na rys. 7a,b. Te lokalno-globalne formy niestateczności przechodzą z form lokalnych o dominującej składowej niestateczności miejscowej (jak na rys. 6) do form lokalnych o niestateczności dystorsyjnej, zbliżonych do interakcyjnych postaci niestateczności miejscowej i giętno-skrętnego wyboczenia ogólnego. Potwierdza to zasady projektowania przyjmowane w praktyce inżynierskiej, że giętno-skrętne formy wyboczenia traktowane są jako quasi-lokalne, a więc nie wymagające globalnej analizy LBA ustroju [19]. W konsekwencji, kryteria projektowania z warunku niestateczności dystorsyjnej sprawdza się na ogół jedynie w przypadku ustrojów złożonych z kształtowników giętych [20], a w wypadku kształtowników walcowanych i blachownic spawanych uwzględnia się jedynie interakcję niestateczności miejscowej i niestateczności ogólnej [21]. Parametry stanu krytycznego giętno-skrętnego wyboczenia elementów ram ocenia się tradycyjnie z analizy pojedynczego elementu ramy wydzielonego usztywnieniami przeciwskrętnymi, lub z analizy podukładu konstrukcji z uwzględnieniem efektu interakcji segmentów wydzielonych stężeniami przeciwskrętnymi (por. [22]). Należy natomiast zwrócić bardzo dużą uwagę na interakcję niestateczności miejscowej i globalnej w formie przechyłowej, które wciągają do współpracy wszystkie elementy ustroju nośnego (jak na rys. 8b).

Analiza sprężystej utraty stateczności w ujęciu modelu powłokowego wykazała, iż występuje wiele interakcyjnych form przechyłowych sprzężonych z lokalnymi formami wyboczenia prętów pasów ramy. W przypadku kombinacji KOMB1 i wariantu D, pierwszą taką postacią jest forma nr 1172, o mnożniku obciążenia krytycznego $\alpha_{cr,1172} = 14,6$, podczas gdy w ujęciu teorii prętowej jest trzecią o mnożniku $\alpha_{cr,3} = 16,8$ (rys. 8a) [5]. W ujęciu teorii powłok, największy składnik niestateczności lokalnej pasów prętów ramy zawiera 1251. forma ($\alpha_{cr,1251} = 15,4$), a najmniejszy postać nr 1362 ($\alpha_{cr,1362} = 16,5$, wg rys. 8b), która jest najbliższa globalnej formie uzyskanej z zastosowania teorii prętowej.

Sprężenie form wyboczenia ogólnego o postaci przechyłowej oraz lokalnego o postaci miejscowej utraty stateczności jest niebezpieczne z punktu widzenia projektowania stalowych ustrojów ramowych i powinno być uwzględniane w projektowaniu, niezależnie od tego, czy forma przechyłowa jest jedną z pierwszych, czy też formą dość odległą od pierwszych postaci lokalnych form utraty stateczności.



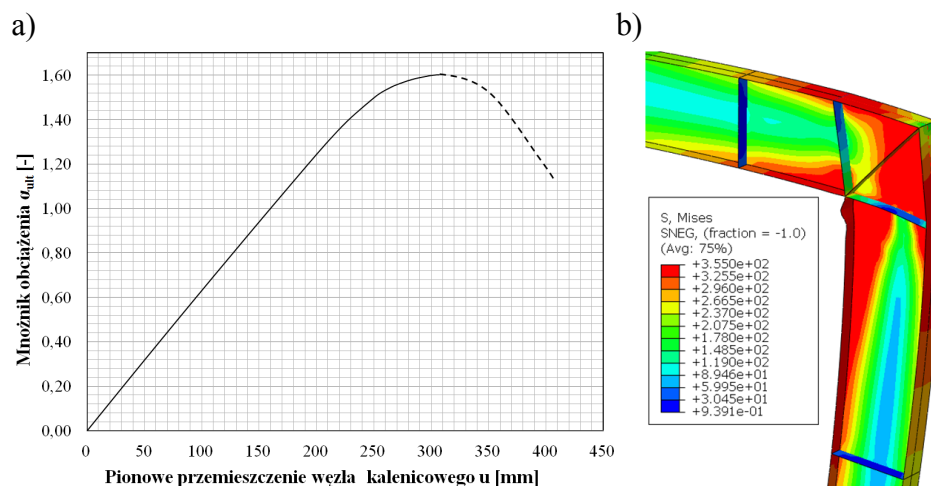
Rys. 8. Przechyłowe formy wyboczenia ramy (na tle układu nieodkształconego): a) giętna forma w ujęciu teorii prętowej, b) interakcyjna forma w ujęciu teorii powłokowej

Fig. 8. Sway buckling modes of analyzed frame (on the background of undeformed shape plot): a) lateral form in terms of beam theory, b) interactive sway form in terms of plate theory

6. Nośność ramy w ujęciu GMNA i GMNIA technicznej utraty stateczności

Analizy GMNA przeprowadzono w odniesieniu do idealnej geometrii ramy oraz jak nazwa wskazuje z uwzględnieniem geometrycznej i materiałowej nieliniowości. Stan graniczny ramy identyfikowano z punktem granicznym na ścieżce równowagi opisującej mnożnik obciążenia granicznego α_{ult} w zależności od tzw. przemieszczenia wiodącego (w przypadku kombinacji KOMB1 jest to przemieszczenie pionowe węzła kalenicowego, w przypadku KOMB2 zaś przemieszczenie poziome węzła okapowego). W wypadku, gdy stan graniczny ramy związany jest z wyężeniem przekrojów poniżej granicy plastyczności, punkt graniczny wyznacza jednoznacznie stan naprężenia w przekrojach elementów ramy, a więc największego naprężenia zastępczego wg hipotezy Hubera-Misesa $\sigma_{e,H-M}$ w najbardziej wyężonym przekroju jego najbardziej wyężonego elementu, co daje $\alpha_{ult} = f_y / \sigma_{e,H-M}$. Na podstawie uzyskanych wyników można wyciągnąć podobne wnioski, jak w przypadku analizy sprężystej utraty stateczności. Mnożniki obciążenia granicznego w wypadku kombinacji KOMB2 są niższe o ok. 5% w porównaniu z otrzymanymi w wypadku KOMB1, a więc o ocenie bezpieczeństwa ramy decyduje kombinacja „grawitacyjna”. W wariantach usztywnienia elementów ramy A, B, C i D uzyskano praktycznie taki sam mnożnik obciążenia granicznego jak w pozostałych wariantach (mnożnik $\alpha_{ult} = 1,12$), co wskazuje na fakt, że nośność ram portalowych o przekrojach smukłościennych silnie zależy od lokalnych form niestateczności (identyfikowanych z nośnością przekroju klasy 4), a nie globalnych form niestateczności ram, opisywanych interakcyjnymi kryteriami stateczności ogólnej jej elementów. Na rys. 9 przedstawiono wyniki analizy dotyczącej wariantu D i kombinacji KOMB1, zarówno ścieżkę równowagi

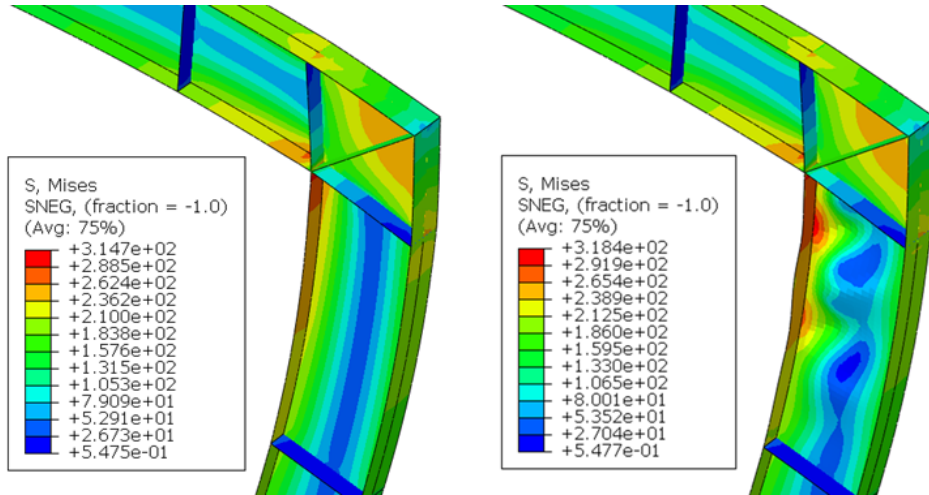
ramy jak i mapę naprężeń w obszarze największego wyciężenia jej przekrojów. W przypadku identyfikowania mnożnika obciążenia granicznego z punktem granicznym na ścieżce równowagi (gdy dopuszcza się uplastycznienie więcej niż jednego elementu ramy), uzyskano wartość tego mnożnika $\alpha_{ult} = 1,60$.



Rys. 9. Wyniki analizy GMNA: a) ścieżka równowagi, b) mapa warstwicowa naprężeń zastępczych Hubera-Misesa w punkcie granicznym ścieżki równowagi (współczynnik skali deformacji = 10)

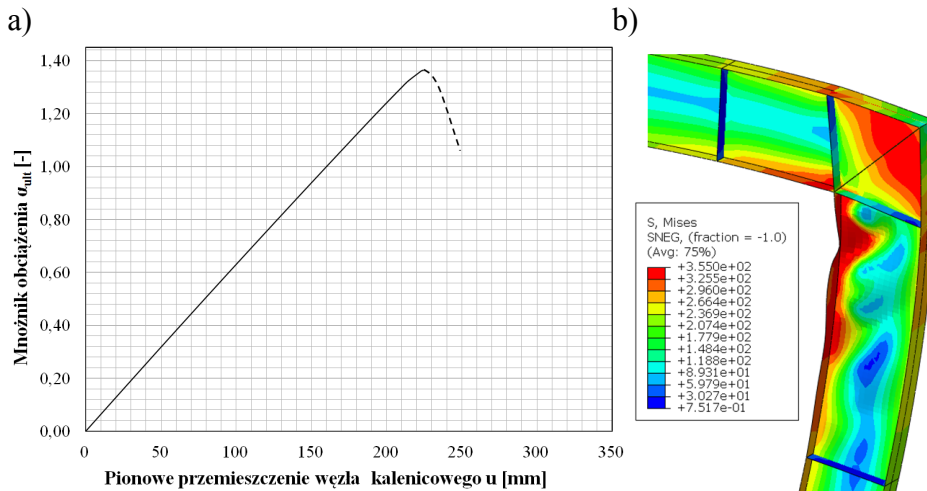
Fig. 9. Results of GMNA: a) load-deformation-curve, b) Huber-Mises stresses at limit point of loading path (deformation scale factor = 10)

W przypadku analizy GMNIA, geometrię elementu imperfekcyjnego w konfiguracji początkowej przyjęto jako przeskalowaną postać sprężystej utraty stateczności ramy, rozróżniając postacie lokalne oraz lokalno-globalne. W wypadku przyjęcia pierwszej, lokalnej postaci wyboczenia, imperfekcyjna geometria ramy dotyczy deformacji odpowiadających miejscowej formie niestateczności. Wartość współczynnika skalującego dotyczy wówczas wartości maksymalnej rzędnej wybruszenia smukłego średnika prawego słupa ramy (por. rys. 6). Parametr skalujący odniesiono do wartości $e_0 = 1/200a$, gdzie a – mniejszy z wymiarów panelu średnika w miejscu wybruszenia, tj. około $1060 \text{ mm} / 200 = 5,3 \text{ mm}$, gdzie 1060 mm to wysokość średnika. Największe naprężenie zastępcze występuje w prawym słupie pod narożem i wynosi 318 N/mm^2 , co daje mnożnik obciążenia granicznego $\alpha_{ult} = 1,11$ (w wypadku, gdy stan graniczny ramy związany jest z wyciężeniem przekrojów poniżej granicy plastyczności). Naprężenie to jest większe o ok. 4 N/mm^2 w stosunku do uzyskanego z analizy GMNA układu o geometrii idealnej. Uzyskane wyniki porównano na rys. 10.



Rys. 10 Mapa warstwiczna naprężeń zastępczych Hubera-Misesa na końcu kroku obliczeniowego w przypadku analizy: a) GMNA, b) GMNIA (współczynnik skali deformacji = 30)

Fig. 10 Huber-Mises stresses at the end of step time in the case of: a) GMNA, b) GMNIA (deformation scale factor = 10)



Rys. 11. Wyniki analizy GMNIA, a) ścieżka równowagi, b) mapa warstwiczna naprężeń zastępczych Hubera-Misesa w punkcie granicznym ścieżki równowagi (współczynnik skali deformacji = 10)

Fig. 11. Results of GMNIA: a) load-deformation-curve, b) Huber-Mises stresses at limit point of loading path (deformation scale factor = 10)

Na rys. 11 przedstawiono ścieżkę równowagi ramy i mapę naprężeń w obszarze największego wyężenia jej przekrojów. W przypadku identyfikowania mnożnika obciążenia granicznego z punktem granicznym na

ścieżce równowagi (gdy dopuszcza się uplastycznienie więcej niż jednego elementu ramy), uzyskano wartość tego mnożnika $\alpha_{ult} = 1,36$. W sytuacji implementacji imperfekcji stowarzyszonej z globalną formą przechyłową ramy (parametr skalujący odniesiono do przechyłu narożnika ramy, którego wartość przyjęto jako 1/200 wysokości słupa) uzyskano mnożnik $\alpha_{ult} = 1,58$, a w przypadku liniowej kombinacji imperfekcji lokalnej i globalnej przechyłowej $\alpha_{ult} = 1,35$.

Jak już wspomniano poprzednio, w wypadku ram o prętach klasy 4, w modelu imperfekcyjnym należy uwzględnić formy interakcyjne lokalno-globalne w postaci przechyłowej, oprócz form lokalnych. Zgodnie z załącznikiem B normy [9], wartość amplitudy imperfekcji form lokalno-globalnych wynosi, po przyjęciu $\gamma_{MI} = 1,0$:

$$e_0 = \alpha_p \left(\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_{p0} \right) \frac{t}{6} \frac{1 - \frac{\rho \bar{\lambda}_p}{1 - \frac{\gamma_{MI}}{\rho \bar{\lambda}_p}}}{1 - \frac{\gamma_{MI}}{\rho \bar{\lambda}_p}} = \alpha_p \left(\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_{p0} \right) \frac{t}{6},$$

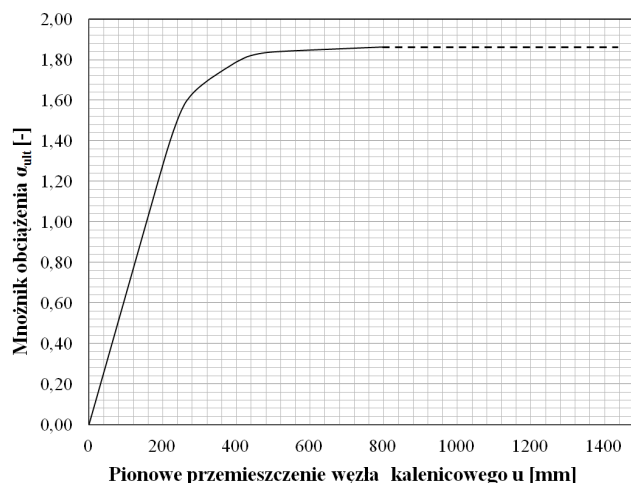
gdzie względną smukłość $\bar{\lambda}_p$ oblicza się jak niżej:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\alpha_{ult}}{\alpha_{cr}}}.$$

Progowa wartość smukłości względnej w odniesieniu do kształtownika spawanego wynosi $\bar{\lambda}_{p0} = 0,70$ (dominacja naprężeń ściskających), parametr imperfekcji przyjmuje się natomiast jak dla krzywej wybozeniowej b , tzn. $\alpha_p = 0,34$. Mnożnik obciążenia granicznego α_{ult} uzyskuje się z analizy MNA I rzędu (bez uwzględnienia efektów stateczności miejscowej i ogólnej, wg rys. 12), a mnożnik obciążenia krytycznego α_{cr} , przy którym element osiąga stan krytyczny ze względu na niestateczność miejscową lub zwichrzenie, oblicza się na podstawie analizy wybozeniowej LBA. Uwzględniając kombinację KOMBI otrzymano:

$$e_0 = \alpha_p \left(\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_{p0} \right) \frac{t}{6} = 0,34 \cdot \left(\sqrt{\frac{1,86}{1,55}} - 0,70 \right) \cdot \frac{8}{6} = 0,18 \text{ mm} < \frac{1060}{200} = 5,3 \text{ mm}.$$

Uzyskana wartość amplitudy imperfekcji jest mniejsza, niż ta wynikająca z postanowień załącznika C normy [9]. Nie uwzględniono jej zatem w obliczeniach.



Rys. 12. Ścieżka równowagi w przypadku liniowej analizy MNA, $\alpha_{ult} = 1,86$

Fig. 12. Load-deformation-curve in the case of MNA, $\alpha_{ult} = 1,86$

7. Wnioski

W przypadku obliczania stalowych ram portalowych dopuszcza się stosowanie sprężystych oraz niesprężystych metod analiz z wykorzystaniem teorii prętowej lub powłokowej. Niemniej jednak, każdorazowy wybór metody powinien być racjonalnie uzasadniony. W pracy [5], do obliczeń przyjęto prętowy model MES ramy z elementami belkowymi spełniającymi założenia teorii prętów cienkościennych Własowa oraz analizę materiałowo liniową. W niniejszym artykule rozszerzono te badania o zastosowanie nieliniowości materiału oraz przyjęcie powłokowego modelu MES konstrukcji. Na podstawie przeprowadzonych analiz (LBA, MNA, GMNA, GMNIA) ramy portalowej o smukłościennych elementach blachownicowych można wyciągnąć następujące wnioski:

- model powłokowy pozwala uzyskać zarówno lokalne jak i globalne postaci sprężystej utraty stateczności ramy (oraz ich kombinacje). Uproszczenia modelu prętowego prowadzą do uzyskania tylko postaci globalnych wyboczenia układu,
- rzadkie rozmieszczenie żeber, co najwyżej równe odległości między ryglami ściennymi lub płatwiami, nie ma istotnego wpływu na zmianę charakteru deformacji towarzyszących pierwszej postaci wyboczenia,
- analiza postaci wyboczenia sprężystego ramy (form lokalno-globalnych, dystorsyjnych, zbliżonych do interakcyjnych postaci niestateczności miejscowej i giętno-skrętnego wyboczenia ogólnego) potwierdza zasady projektowania przyjmowane w praktyce inżynierskiej, że giętno-skrętne formy wyboczenia traktowane są jako quasi-lokalne, a więc nie wymagające globalnej analizy LBA ustroju,

- należy zwrócić bardzo dużą uwagę na interakcję niestateczności miejscowej i globalnej w formie przechyłowej, które wciągają do współpracy wszystkie elementy ustroju nośnego,
- implementacja imperfekcji wstępnych stowarzyszonych z pierwszą lokalną utratą stateczności ramy (wybrzuszenie środka słupa prawego w miejscu pod narożem) nie zwiększa istotnie wyężenia konstrukcji. Różnica pomiędzy wynikami analiz GMNA i GMNIA wynosi około 1% w odniesieniu do wartości granicy plastyczności,
- za słuszne uznaje się uproszczenie normy [8], że w przypadku przechyłowych ram portalowych można stosować w obliczeniach statycznych analizę pierwszego rzędu bez imperfekcji. Weryfikacja nośności słupa bądź rygla pełnościennej ramy portalowej sprowadza się wtedy do analizy pręta ściskanego mimośrodowo i uwzględnienia interakcji niestateczności lokalnej i ogólnej, odpowiadającej formom giętnym oraz giętno-skrętnym.

Literatura

- [1] Biegus A.: Stalowe budynki halowe. Arkady, Warszawa 2008.
- [2] Mendera Z., Kuchta K.: Przykłady wymiarowania konstrukcji stalowych z profili SIN. Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej 2003.
- [3] Bródka J.: Stalowe konstrukcje hal i budynków wysokich, t.1, Wyd. Politechniki Łódzkiej, Łódź 1994.
- [4] Kozłowski A., Ostrowski K.: Kształtowanie i obliczanie ram portalowych według PN-EN 1993-1-1. "Inżynieria i Budownictwo", nr 7/2009.
- [5] Stachura Z., Giżejowski M.: Eurokodowe procedury statecznościowego sprawdzania nośności ram płaskich. 61 Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN oraz Komitetu Nauki PZITB „Bydgoszcz – Krynica 2015”.
- [6] Weiss S., Giżejowski M.: Stateczność konstrukcji metalowych. Układy prętów. Arkady, Warszawa 1991.
- [7] Biegus A.: Nośność graniczna stalowych konstrukcji prętowych. Wydawnictwo Naukowe PWN. Warszawa-Wrocław 1997.
- [8] PN-EN 1993-1-1: Eurokod 3 - Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- [9] PN-EN 1993-1-5: Eurokod 3 - Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-5: Blachownice.
- [10] PN-EN 1993-1-6: Eurokod 3 - Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-6: Wytrzymałość i stateczność konstrukcji powłokowych.
- [11] PN-EN 1993-1-7: Eurokod 3 - Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-7: Konstrukcje płytowe.
- [12] Giżejowski M., Barszcz A., Ślęczka L.: Ogólne zasady projektowania stalowych układów ramowych według PN-EN 1993-1-1. "Inżynieria i Budownictwo", nr 7/2009.
- [13] Steel buildings in Europe. Single story buildings. CTICM, SCI, 2008 (<http://www.arcelormittal.com/sections/pl/biblioteka/design-manualssteel-buildings-in-europe.html> [dostęp: 8 maja 2015 r.]).

- [14] Simoes da Silva L., Simoes R., Gervasio H.: Design of Steel Structures, Eurocode 3: Design of steel structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings. ECCS Eurocode Design Manual, Ernst & Sohn, 2010.
- [15] ABAQUS *Theory Manual*, Version 6.11, Dassault Systèmes, 2011.
- [16] ABAQUS/Standard *User's manual*, Version 6.1., Hibbitt, Karlsson and Sorensen, Inc., Pawtucket, 2000
- [17] Jemioło S., Gajewski M.: Hipersprężystoplastyczność, Seria wydawnicza Monografie Zakładu Wytrzymałości Materiałów, Teorii Sprężystości i Plastyczności, Tom III, OWPW, 2014.
- [18] Rykałuk K.: Zagadnienia stateczności konstrukcji metalowych, Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław 2012
- [19] Bródka J., Barszcz A., Giżejowski M., Kozłowski A.: Nośność i sztywność stalowych ram przechyłowych o węzłach podatnych. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2004.
- [20] Hancock G. J., Murray T. M., Ellifritt D. S.: Cold-Formed Structures to the AISI Specification. Marcel Dekker, Inc., New York 2001.
- [21] Kubieniec G., Piekarczyk M.: Peculiar problems of the post-buckling behaviour of thin-walled steel girders and columns. Archives of Civil Engineering, Vol. 53, nr 2, 2007.
- [22] Trahair N.S.: Flexural-Torsional Buckling of Structures. CRC Press, Boca Raton 1993.

RESISTANCE ASSESSMENT OF STEEL PLANAR FRAME FABRICATED FROM SLENDER WEB PLATE GIRDERS

Summary

An assessment of the load bearing capacity analysis of steel planar frame fabricated from slender tapered plate girders, with span length of 36,0 m and pinned bases was presented in the paper. Initially, considered portal frame was designed in accordance with the Eurocode 3 and then an influence of lateral and torsional braces location on the frame load bearing capacity was analyzed. Calculations take into account imperfections of the structure, which were implemented in the FEM model as local and global scaled modes derived from linear buckling analysis LBA. In order to investigate the effect of type and shape of particular imperfection patterns on the frame stability strength, two tasks were solved. Firstly, geometrically and materially nonlinear analysis GMNA of perfect frame geometry was carried out. Then, GMNIA analysis concerning additionally imperfections was performed. Numerical models were prepared with the use of shell finite elements, which are available in ABAQUS/Standard program. Concluding remarks were drawn.

Keywords: portal frame, steel plate girders, stability, imperfections, LBA, GMNA, GMNIA

Przesłano do redakcji: 30.05.2015

Przyjęto do druku: 10.01.2016

DOI: 10.7862/rb.2015.179

Agnieszka GŁUSZKO¹
Lucjan ŚLĘCZKA²

WERYFIKACJA STATECZNOŚCI ELEMENTÓW ŚCISKANYCH ZA POMOCĄ ANALIZY ZAAWANSOWANEJ

Współczesne normy projektowania umożliwiają sprawdzanie nośności pojedynczych elementów poddanych ścisaniu w różny sposób. Klasyczne podejście to indywidualne sprawdzenie stateczności, przyjmując odpowiednie długości wyboczeń ustalonych dla globalnej formy utraty stateczności. W celu wyznaczenia sił wewnętrznych stosowana jest wówczas najczęściej analiza I rzędu, sprężysta (LA), bez uwzględniania imperfekcji. Drugie podejście polega na uwzględnieniu podczas analizy wpływu globalnych imperfekcji przechyłowych i lokalnych łukowych i wykonaniu obliczeń według teorii II rzędu (GNIA). W takim przypadku indywidualne sprawdzanie stateczności poszczególnych elementów nie jest konieczne. Weryfikacja nośności ogranicza się do sprawdzenia obliczeniowych warunków nośności przekroju, z uwzględnieniem wyznaczonych w ten sposób sił wewnętrznych. W pracy przedstawiono porównanie oceny stateczności pojedynczych prętów oraz rami portalowej przeprowadzone tymi metodami. Rozpatrywane w referacie elementy zostały zróżnicowane pod względem warunków podparcia, smukłości oraz rodzaju przekroju poprzecznego prętów. W przypadku rami zastosowano stałą smukłość prętów, natomiast zmienną wartość obciążenia. Podano zależności pomiędzy zastosowaną analizą i modelami obliczeniowymi, a otrzymanymi rezultatami. Wyniki wskazują na znaczną, lecz nie całkowitą, porównywalność obu podejść obliczeniowych.

Słowa kluczowe: analiza I rzędu, analiza II rzędu, imperfekcje globalne i lokalne, nośność elementów ściskanych, rama portalowa

1. Wprowadzenie

Współczesne normy projektowania umożliwiają sprawdzanie stateczności pojedynczych elementów, poddanych ścisaniu, w różny sposób. W tym celu

¹ Autor do korespondencji; Agnieszka Głuszko, Politechnika Rzeszowska, Katedra Konstrukcji Budowlanych, ul. Poznańska 2, 35-084 Rzeszów, agluszko@prz.edu.pl

² Lucjan Ślęczka, Politechnika Rzeszowska, Katedra Konstrukcji Budowlanych, ul. Poznańska 2, 35-084 Rzeszów, sleczka@prz.edu.pl

stosowane są odmienne modele obliczeniowe na użytek wyznaczenia sił wewnętrznych i wymiarowania ustroju konstrukcyjnego [1], [2].

Klasyczne podejście do oszacowania nośności elementów ściskanych osiowo to indywidualne sprawdzenie stateczności, przyjmując odpowiednie długości wyboczeń ustalonych dla globalnej postaci wybożenia. W celu wyznaczenia sił wewnętrznych stosowana jest wówczas najczęściej analiza I rzędu, sprężysta (LA) [3], bez uwzględniania imperfekcji. Ten sposób analizy i weryfikacji określany jest mianem AVA0 [1]. Zgodnie z zapisami normy PN-EN 1993-1-1 [2] analizę pierwszego rzędu można stosować, jeśli przyrost efektów oddziaływań (najczęściej sił wewnętrznych) wynikający z efektów towarzyszących deformacjom nie wpływa istotnie na zachowanie się konstrukcji. Zgodnie z załącznikiem krajowym analizę pierwszego rzędu można stosować w przypadku układów nieprzechyłowych, a także jednokondygnacyjnych układów przechyłowych.

Drugie podejście polega na uwzględnieniu podczas analizy wpływu globalnych imperfekcji przechyłowych i lokalnych łukowych. Jeśli do wyznaczenia sił wewnętrznych zastosowana jest sprężysta analiza II rzędu, to indywidualne sprawdzanie stateczności poszczególnych elementów nie jest konieczne. Taką analizę określa się mianem GNIA [3], natomiast podejście obliczeniowe jako AVA2 [1]. Ocena stanu granicznego nośności polega na sprawdzeniu obliczeniowych warunków nośności przekroju elementu, z uwzględnieniem wyznaczonych w ten sposób sił wewnętrznych [2].

Podejście takie staje się coraz częstsze, wobec nieustannego rozwoju pakietów obliczeniowych, umożliwiających łatwe przeprowadzenie analizy konstrukcji według teorii II rzędu, z równoczesną łatwą możliwością zadawania imperfekcji globalnej i lokalnej. Jednocześnie brak jest informacji na temat porównywalności wyników oceny nośności uzyskiwanych tymi dwiema metodami, co jest istotne dla praktykujących inżynierów.

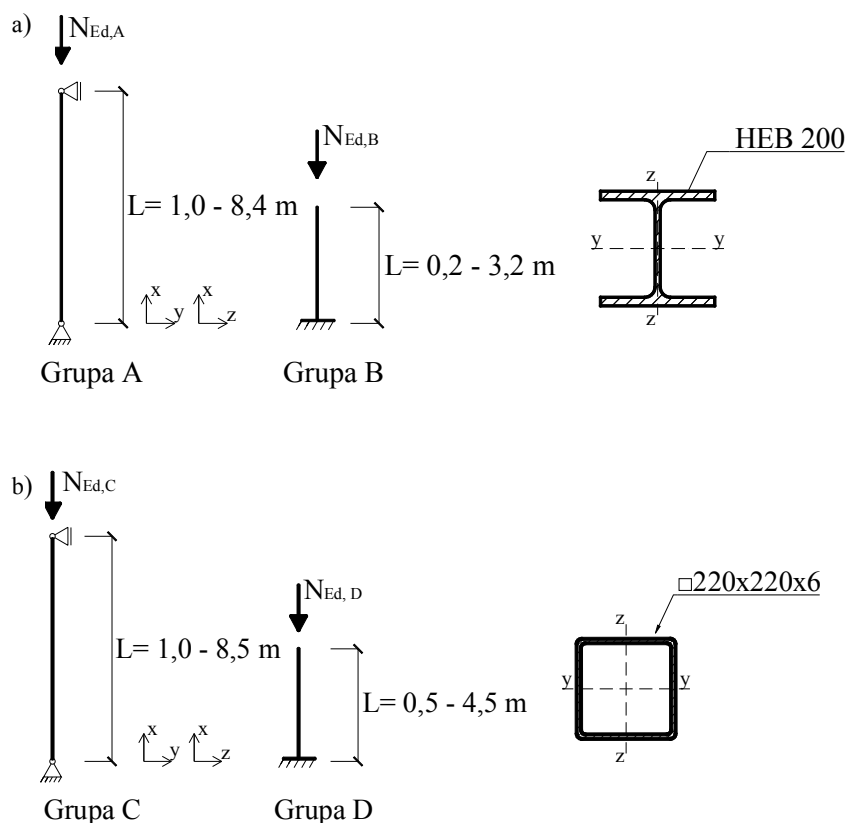
W pracy przedstawiono porównanie oceny stateczności elementów przeprowadzone przy użyciu powyższych metod. Rozpatrywane w referacie elementy zostały zróżnicowane pod względem warunków podparcia, smukłości oraz typu przekroju poprzecznego prętów. Oprócz analizy prętów pojedynczych o stosunkowo prostych schematach statycznych, rozważono także stateczność jednokondygnacyjnej ramy portalowej. Podano zależności pomiędzy zastosowaną analizą i modelem obliczeniowym a otrzymanymi rezultatami.

2. Weryfikacja stateczności prętów

2.1. Przedmiot analizy

Rozpatrzono zachowanie i poddano ocenie nośność pionowych prętów poddanych ściskaniu osiowemu. Analizowane elementy zostały podzielone na grupy zróżnicowane pod względem warunków podparcia, smukłości oraz typu

przekroju poprzecznego, (Rys. 1 oraz Tablica 1 i 2). Przyjęto następujące schematy statyczne prętów: podparty obustronnie przegubowo (grupa A i C) oraz pręt wspornikowy (grupa B i D).



Rys. 1. Charakterystyka rozpatrywanych elementów: a) grupa A i B, b) grupa C i D (opis w tekście)

Fig. 1. The specification of considered elements a) group A and B, b) group C and D (description in the text)

Rozpatrzono dwa rodzaje przekrojów poprzecznych wykonanych ze stali gatunku S235. Były to kształtowniki HEB 200 (grupa A i B) oraz rura kwadratowa $\square 220 \times 220 \times 6$ (grupa C i D). W każdej z grup brano pod uwagę zmienną długość elementu, w celu zróżnicowania smukłości, (Tablica 1 i 2). Pręty zostały obciążone stałą wartością pionowej siły ściskającej, która wynosiła $N_{Ed,A}=450$ kN (grupa A), $N_{Ed,B}=700$ kN (grupa B), $N_{Ed,C}=800$ kN (grupa C) oraz $N_{Ed,D}=700$ kN (grupa D).

Tablica 1. Rozpatrywane długości prętów o przekroju dwuteowym

Table 1. The length of the analysed H-section elements

HEB 200					
Grupa A			Grupa B		
L [m]	$\bar{\lambda}_y$	$\bar{\lambda}_z$	L [m]	$\bar{\lambda}_y$	$\bar{\lambda}_z$
1,0	0,13	0,21	0,2	0,05	0,08
2,0	0,25	0,42	0,4	0,10	0,17
3,0	0,37	0,63	0,6	0,15	0,25
4,0	0,50	0,84	0,8	0,20	0,34
4,4	0,55	0,92	1,0	0,25	0,42
4,8	0,60	1,01	1,2	0,30	0,50
5,2	0,65	1,09	1,4	0,35	0,59
5,6	0,70	1,18	1,6	0,40	0,67
6,0	0,75	1,26	1,8	0,45	0,76
6,4	0,80	1,34	2,0	0,50	0,84
6,8	0,85	1,43	2,2	0,55	0,92
7,2	0,90	1,51	2,4	0,60	1,01
7,6	0,95	1,60	2,6	0,65	1,09
8,0	1,00	1,68	2,8	0,70	1,18
8,4	1,05	1,76	3,0	0,75	1,26
			3,2	0,80	1,34

Tablica 2. Rozpatrywane długości prętów o przekroju zamkniętym kwadratowym

Table 2. The length of the analysed square sections elements

□220x220x6			
Grupa C		Grupa D	
L [m]	$\bar{\lambda}$	L [m]	$\bar{\lambda}$
1,0	0,12	0,5	0,12
2,0	0,24	1,0	0,24
3,0	0,37	1,5	0,37
4,0	0,49	2,0	0,49
5,0	0,61	2,5	0,61
5,5	0,67	3,0	0,73
6,0	0,73	3,5	0,86
6,5	0,79	4,0	0,98
7,0	0,86	4,2	1,03
7,5	0,92	4,5	1,10
8,0	0,98		
8,5	1,04		

2.2. Metodyka postępowania

Przeanalizowano dwie metody oceny stateczności elementów, zgodnie z normą [2] i [4].

Pierwsze podejście obliczeniowe (AVA0) polegało na wyznaczeniu sił wewnętrznych w prętach za pomocą analizy I rzędu, bez uwzględnienia imperfekcji. Weryfikacja nośności polega w tym przypadku na sprawdzeniu obliczeniowych warunków nośności przekroju oraz stateczności ogólnej.

Warunek nośności obliczeniowej przekroju przy ściskaniu sprawdzono z zależności:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (1)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (2)$$

gdzie: N_{Ed} – obliczeniowa podłużna siła ściskająca,

$N_{c,Rd}$ – obliczeniowa nośność przekroju na ściskanie, wyznaczona na podstawie klasy przekroju,

A – pole powierzchni przekroju poprzecznego,

f_y – granica plastyczności stali,

γ_{M0} – współczynnik częściowy stosowany przy rozpatrywaniu nośności przekroju.

Warunek stateczności polegał na rozpatrzeniu nośności na wyboczenie:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (3)$$

$$N_{b,Rd} = \chi \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad (4)$$

gdzie: $N_{b,Rd}$ – obliczeniowa nośność przekroju na ściskanie z uwzględnieniem wyboczenia względem osi y-y lub z-z,

χ - współczynnik wyboczenia,

γ_{M1} – współczynnik częściowy stosowany przy sprawdzaniu stateczności elementu.

Współczynnik wyboczenia χ obliczano biorąc pod uwagę długość wyboczeniową w rozpatrywanej płaszczyźnie wyboczenia [5]. Wobec elementarnych

schematów statycznych rozpatrywanych prętów przyjmowano $L_{cr}=1,0L$ (grupa A i C) oraz $L_{cr}=2,0L$ (grupa B i D). Brano pod uwagę krzywą wyboczenia „b” dla dwuteownika HEB 200 przy wyboczeniu względem osi y-y, „c” dla dwuteownika HEB 200 przy wyboczeniu względem osi z-z, oraz krzywą „a” przy wyboczeniu względem obu osi przekroju dla kształtownika zamkniętego kwadratowego.

Obliczenia przeprowadzono dla każdej z rozpatrywanych smukłości prętów (Tablica 1 i 2). Dla każdego analizowanego przypadku wyznaczono współczynnik wykorzystania nośności η_{AVA0} , który był większą wartością z lewych stron nierówności (1) i (3). W przypadku grupy A i B współczynnik taki wyznaczano dwukrotnie rozpatrując wykorzystanie nośności pręta przy wyboczeniu względem osi y-y ($\eta_{AVA0,y}$) oraz przy wyboczeniu względem osi z-z ($\eta_{AVA0,z}$).

Drugim podejściem obliczeniowym (AVA2) było uwzględnienie globalnej imperfekcji przechyłowej ϕ i lokalnej łukowej o strzałce wstępnego wygięcia e_0 oraz przeprowadzenie analizy sprężystej według teorii II rzędu.

Imperfekcje globalne i lokalne przyjęto na podstawie zalecenia z załącznika krajowego do [2]. Według tego założenia imperfekcje lokalne przyjęto niezależnie dla prętów ściskanych ustroju, o postaci odnoszącej się do pierwszej formy wyboczenia elementu swobodnie podpartego i o strzałce wygięcia zależnej od krzywej wyboczeniowej, a niezależnej od smukłości elementu. Imperfekcje globalne przyjęto niezależnie od imperfekcji lokalnych i o wartości zależnej od geometrii ustroju. Interpretację graficzną rozpatrzonych imperfekcji przedstawiono na rys. 2. Obliczeniowe wartości wstępnych imperfekcji łukowych uzależnione były od rodzaju przekroju poprzecznego kształtownika i długości pręta. Miały one następujące wartości:

$$a) e_0 = \frac{L}{250}, \text{ grupa A i B, wyboczenie względem osi y-y, (krzywa wyboczenia „b”)}$$

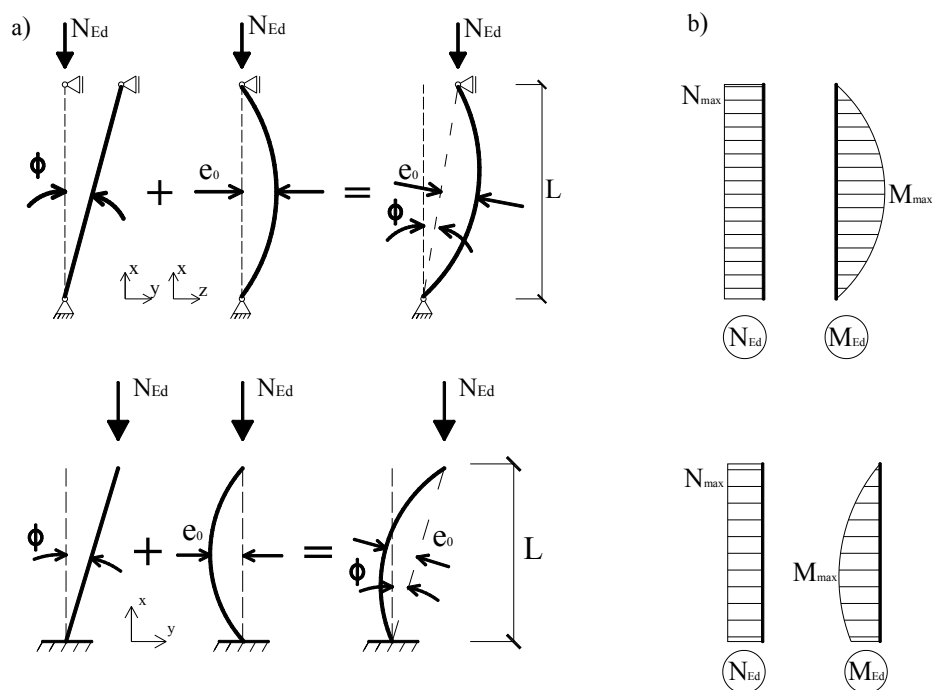
$$b) e_0 = \frac{L}{200}, \text{ grupa A i B, wyboczenie względem osi z-z, (krzywa wyboczenia „c”)}$$

$$c) e_0 = \frac{L}{300}, \text{ grupa C i D, wyboczenie względem obu osi przekroju, (krzywa wyboczenia „a”) gdzie L to długość teoretyczna pręta [2], [5].}$$

Do przeprowadzenia analizy według teorii II rzędu wykorzystano program komputerowy Autodesk Robot Structural Analysis [6].

Ponieważ efekty II rzędu i odpowiednie imperfekcje w poszczególnych elementach zostały całkowicie uwzględnione, to w takim przypadku indywidualne sprawdzanie stateczności elementów nie jest konieczne.

Przy weryfikacji stanu granicznego nośności rozpatrzono tylko warunki nośności obliczeniowej przekroju, dla sił wewnętrznych otrzymanych podczas analizy, (rys. 2).



Rys. 2. Analiza II rzędu prętów a) imperfekcje globalne i lokalne, b) wykresy sił wewnętrznych
 Fig. 2. The second-order analysis a) global and local imperfections, b) internal forces diagram

Oprócz warunku nośności przekroju przy ściskaniu (1) sprawdzono warunki nośności przekroju przy zginaniu (5) oraz warunki nośności przekroju przy zginaniu z uwzględnieniem siły podłużnej (6).

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (5)$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{N,Rd}} \leq 1,0 \quad (6)$$

gdzie: M_{Ed} – obliczeniowy moment zginający wynikający z przeprowadzonej analizy,
 $M_{c,Rd}$ – obliczeniowa nośność przekroju przy zginaniu (7),

$M_{N,Rd}$ – zredukowana nośność plastyczna przy zginaniu z uwzględnieniem wpływu siły podłużnej N_{Ed} ((8) lub (12)).

Obliczeniową nośność przekroju przy zginaniu wyznaczano z zależności:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (7)$$

Natomiast nośność przekroju przy zginaniu z siłą podłużną wyliczano z zależności uwzględniających płaszczyznę zginania i rodzaj kształtownika.

W przypadku dwuteowników walcowanych:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1-n)/(1-0,5a) \leq M_{pl,y,Rd} \quad (8)$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right] \quad (9)$$

$$a = (A - 2b \cdot t_f) / A \leq 0,5 \quad (10)$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \quad (11)$$

W przypadku kształtowników rurowych prostokątnych:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1-n)/(1-0,5a_w) \leq M_{pl,y,Rd} \quad (12)$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} (1-n)/(1-0,5a_f) \leq M_{pl,z,Rd} \quad (13)$$

$$a_w = (A - 2b \cdot t) / A \leq 0,5 \quad (14)$$

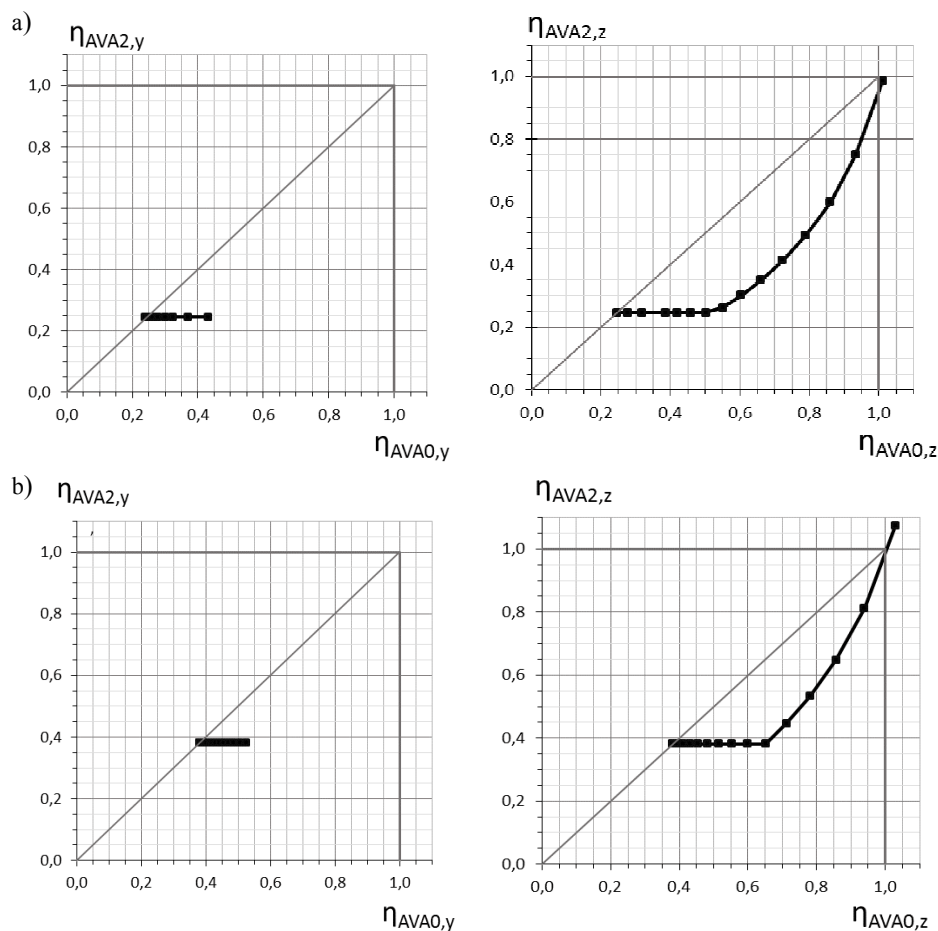
$$a_f = (A - 2h \cdot t) / A \leq 0,5 \quad (15)$$

Dla każdego analizowanego przypadku wyznaczono współczynnik wykorzystania nośności η_{AVA2} , który był większą wartością z lewych stron nierówności (1), (5) i (6). W przypadku grupy A i B współczynnik taki wyznaczano

dwukrotnie rozpatrując wykorzystanie nośności pręta przy wyboczeniu względem osi y-y ($\eta_{AVA2,y}$) oraz przy wyboczeniu względem osi z-z ($\eta_{AVA2,z}$).

2.3. Wyniki

Porównanie otrzymanych rezultatów przedstawiono na rys. 3 i 4. Na osi odciętych odkładano wartości współczynników wykorzystania nośności otrzymanych według podejścia AVA0, natomiast na osi rzędnych wartości współczynników według podejścia AVA2.

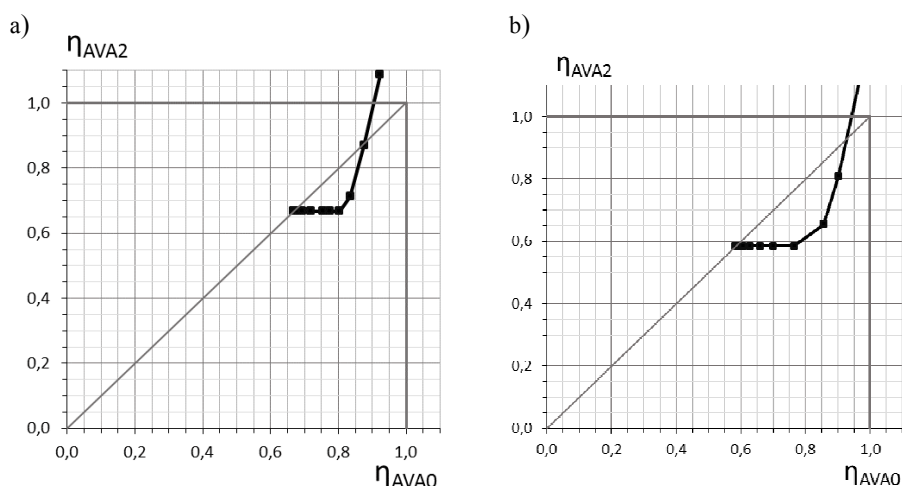


Rys. 3. Porównanie otrzymanych wyników: a) grupa A, b) grupa B (opis w tekście)

Fig. 3. Comparison obtained results: a) group A, b) group B (description in the text)

W przypadku, gdy rezultaty osiągnięte obiema metodami są identyczne, punkty odpowiadające takim współrzędnym (poszczególnym przypadkom kolejnych analiz) układają się wzdłuż linii nachylonej pod kątem 45° , wychodzą-

cej z początku układu współrzędnych. Odchylenie wyników od tej linii świadczy o zróżnicowaniu rezultatów uzyskanych tymi dwoma podejściami obliczeniowymi.



Rys. 4. Porównanie otrzymanych wyników: a) grupa C, b) grupa D (opis w tekście)

Fig. 4. Comparison obtained results: a) group C, b) group D (description in the text)

We wszystkich grupach, w przypadku podejścia obliczeniowego AVA0, decydujący o nośności był warunek stateczności (3). W podejściu obliczeniowym AVA2 w przypadku prętów o smukłości nieprzekraczającej $\bar{\lambda} = 1,09$ (grupa A), $\bar{\lambda} = 0,92$ (grupa B), $\bar{\lambda} = 0,73$ (grupa C), $\bar{\lambda} = 0,86$ (grupa D), decydował warunek nośności przy ściskaniu (1), natomiast dla elementów o większej smukłości decydujący był warunek nośności przekroju przy zginaniu z uwzględnieniem siły podłużnej (6).

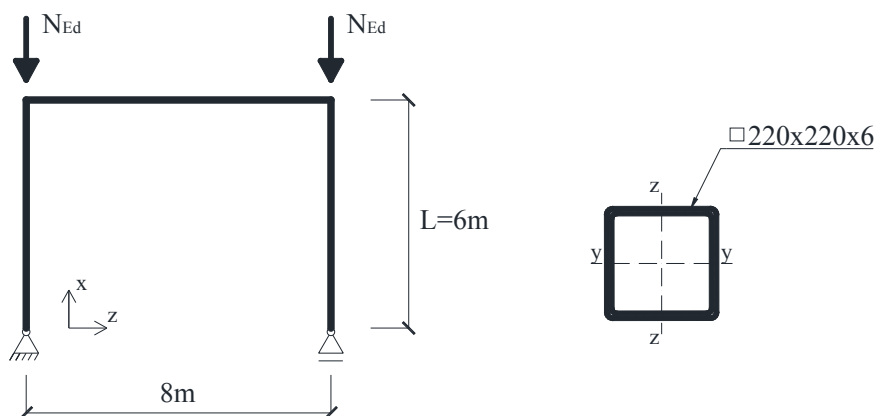
Niemal całkowitą zgodność obu podejść otrzymano w przypadku prętów dwuteowych, przy osiągnięciu przez nich około 100% obliczeniowej nośności krytycznej. Przy mniejszym poziomie wyężenia, podejście obliczeniowe AVA2 dawało niższe rezultaty, nawet do 35%.

W przypadku prętów wykonanych z rur kwadratowych zgodność uzyskanych rezultatów przy 100% poziomie obliczeniowego wyężenia była mniejsza. Przy tym wyężeniu podejście obliczeniowe AVA2 dawało rezultaty szacowania obliczeniowej nośności o 16% większe.

3. Weryfikacja stateczności układu ramowego

3.1. Przedmiot analizy

W drugiej części pracy rozpatrzono ramę portalową, jednonawową o rozpiętości 8 m i wysokości 6 m. Przyjęto schemat statyczny, w którym słupy oparto przegubowo w fundamencie, natomiast rygiel jest sztywno połączony ze słupami, (rys. 5). Na elementy konstrukcyjne wybrano przekroje zamknięte kwadratowe $\square 220 \times 220 \times 6$ ze stali gatunku S235. Układ obciążono dwiema siłami skupionymi przyłożonymi w osi podłużnej słupa. W obliczeniach przyjmowano zmieniającą się wartość siły, w przedziale $N_{Ed} = 25 \div 340$ kN.



Rys. 5. Schemat statyczny analizowanej ramy portalowej

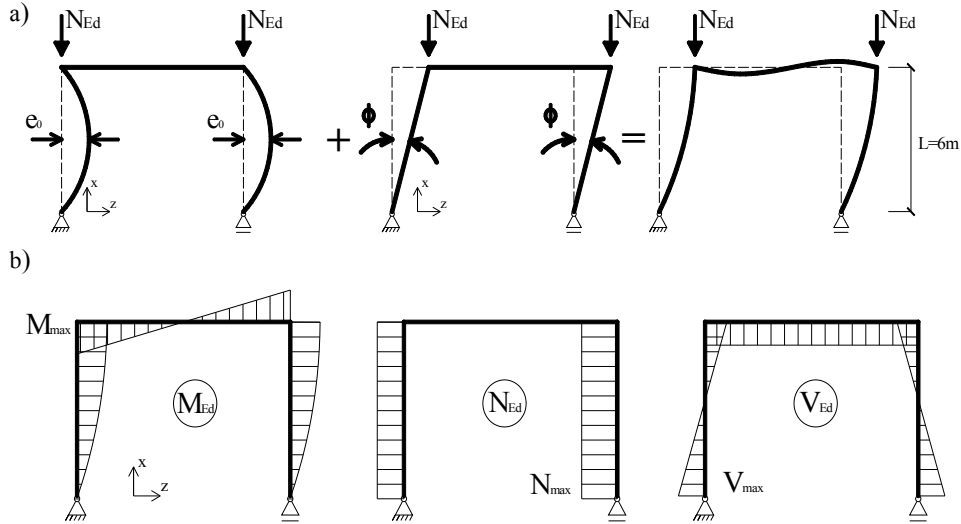
Fig. 5. Static scheme of analysed portal frame

3.2. Metodyka postępowania

Metodyka postępowania była podobna to tej opisanej w przypadku analizy pojedynczych prętów.

Rozpatrzono zachowanie konstrukcji tylko w płaszczyźnie układu ramy. W podejściu AVA0 długość wyboczeniowa słupów została wyznaczona za pomocą programu komputerowego ARSAP [6] i wynosiła $L_{cr} = 2,48L$. W podejściu AVA2 rozpatrzono imperfekcję przechyłową ramy i lokalne imperfekcje łukowe słupów, pokazane na rys. 6.

Rozpatrzona wartość wstępnego przechyłu ramy wynosiła $\phi = 3,5 \cdot 10^{-3}$ rad, natomiast wstępna strzałka wygięcia imperfekcji lokalnej słupów $e_0 = L/300 = 20$ mm. Weryfikacja nośności miała charakter opisany w punkcie 2.2.



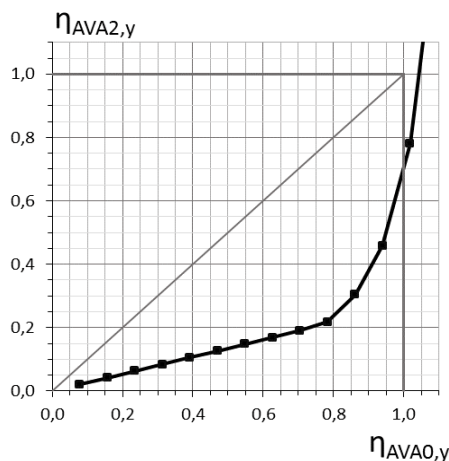
Rys. 6. Analiza II rzędu ramy; a) imperfekcje globalne i lokalne b) wykresy sił wewnętrznych
 Fig. 6. The second-order analysis; a) global and local imperfections, b) internal forces diagram

3.3. Wyniki

Otrzymane rezultaty, w formie zestawienia współczynników wykorzystania nośności uzyskanych dwoma podejściami obliczeniowymi η_{AVA0} oraz η_{AVA2} , przedstawiono na rys. 7.

Podobnie jak w przypadku analizy pojedynczych prętów, dla podejścia obliczeniowego AVA0 decydującym warunkiem obliczeniowym okazała się nośność słupa na wyboczenie (4). W podejściu obliczeniowym AVA2 decydował warunek nośności przekroju przy ściskaniu (1) przy niewielkim poziomie wyczerpania słupa (siłą obciążającą słup z przedziału $N_{Ed}=25\div 250$ kN) i warunek nośności przekroju na zginanie z uwzględnieniem siły podłużnej, dla sił o większych wartościach.

Przy zbliżaniu się do największego obliczeniowego wyczerpania, podejście AVA2 dawało rezultaty szacowania nośności niższe o ok. 20% w stosunku do AVA0. Istotna różnica w otrzymywanych wyczerpaniach przekroju nastąpiła w przypadku projektowania na przeciętny stopień wykorzystania nośności równy $\eta_{AVA0,y}=0,8$. Odpowiadająca mu wartość według podejścia AVA2 wynosi tylko $\eta_{AVA2,y}=0,2$.



Rys. 7. Porównanie otrzymanych wyników dla układu ramowego

Fig. 7. Comparison obtained results for portal frame

4. Podsumowanie

Współczesne normy projektowania pozwalają na różne metody weryfikacji obliczeniowych warunków nośności prętów poddanych ściskaniu, w zależności od poziomu przeprowadzonej wcześniej analizy. Pierwsze podejście obliczeniowe polegało na wyznaczeniu sił wewnętrznych w prętach za pomocą analizy I rzędu, bez uwzględnienia imperfekcji, a weryfikacja nośności polegała na sprawdzeniu obliczeniowych warunków nośności przekroju oraz stateczności ogólnej. Drugim podejściem było uwzględnienie wpływu imperfekcji (globalnej i lokalnych) oraz przeprowadzenie analizy sprężystej według teorii II rzędu. W tym przypadku weryfikacja nośności polega na sprawdzeniu tylko nośności obliczeniowej przekroju.

W referacie poddano porównaniu obliczeniowe wartości wyężenia pojedynczych prętów i układu ramowego uzyskane odmiennymi podejściami obliczeniowymi. Przy stosunkowo niewielkich poziomach wyężenia występują znaczne różnice pomiędzy rezultatami osiąganymi za pomocą tych dwu odmiennych podejść. Przy poziomach wyężenia zbliżających się do 100% obliczeniowego wykorzystania nośności, otrzymano bardzo dużą zbieżność wyników.

Literatura

- [1] Giżejowski M.: Modele obliczeniowe i metody analizy. XXVII Ogólnopolskie Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji, Szczyrk, 7-10 marca 2012, t.1, s. 727-766.
- [2] PN-EN 1993-1-1 Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków. PKN, 2006.
- [3] PN-EN 1993-1-6 Projektowanie konstrukcji stalowych. Wytrzymałość i stateczność konstrukcji. PKN, 2009.
- [4] PN-EN 1990 Podstawy projektowania konstrukcji. PKN, 2004.
- [5] Boissonnade N., et al.: Rules for Member Stability in EN 1993-1-1: Background documentation and design guidelines. ECCS, 2006
- [6] Autodesk Robot Structural Analysis Professional, 2013.

THE STABILITY VERIFICATION OF AXIALLY COMPRESSED ELEMENTS BY ADVANCED ANALYSIS

Summary

Modern structural codes enable load-bearing verification of axial compressed columns using different approaches. Traditional way is based on individual stability verification, with the use appropriate buckling length, obtained from global mode of instability. First-order, linear analysis (LA) without imperfections is used to predict internal forces in this case. Such approach is named as AVA0. Another way is based on incorporation of imperfections (global sway imperfections and local out-of-straightness imperfections) and providing calculation according to second-order theory. If second order effects in individual members and relevant member imperfections are totally accounted for in the global analysis of the structure, no individual stability check for the members is necessary. This analysis is named as GNIA and the way verification as AVA2.

Nowadays, this approach is more popular because of constant development of computer calculation packages. But there is no information available containing comparison these described above two methods.

The paper presents verification of resistance and stability of axial compressed elements and portal frame done by these two methods. Considered elements were varied in support conditions, slenderness and type of cross-section. In the case of analysed portal frames, slenderness was constant whereas value of load treated as a variable. The relation between types of used method, calculation model and receive results were presented.

Keywords: first-order analysis, second-order analysis, global and local imperfections, stability criterion of compressed elements, portal frame

Przesłano do redakcji: 30.05.2015

Przyjęto do druku: 10.01.2016

DOI: 10.7862/rb.2015.180

Miron GOGOL¹

THE COMBINED METAL STRUCTURES WITH THE CALCULATING REGULATION EFFORTS

The results of analytical studies of the stress deformation state (SDS) regulation in combined structures are presented. A unified design model of combined systems was proposed (based on the decomposition of the system) as a beam on elastic supports, which simulates the beam stiffness and elastic support system. The essence of the calculation: first, based on decomposition of the system, the system is divided into two subsystems - major and supporting. Furthermore, using synthesis system calculated its SDS. The rationality criterions of energy efficient design are: stress equality, bending moment equality, maximal inflexibility or minimum structure mass. The mathematical model of iterative design process of rational combined structure was shown. It is shown that the main advantage of the developed calculation method for combined structures SDS regulation is calculated stress equality section of the beam stiffness, which gives them a decisive advantage in comparison with similar structures without the SDS regulation. Based on the results of the research, there were proposed new structural forms of combined systems that are protected by patents of Ukraine for inventions. The result is a decrease in the mass of metal structures up to 30%. Simplified topology decreases the cost of structure manufacturing.

Keywords: model, stress deformation state (SDS), energy criterion, stress equality, mathematical model, iterative design process, combined metal structures

1. Introduction

Combined metal structures have a number of advantages over the others. This allows to use them for overlapping of large and medium spans. Currently, however, the use of such composite structures is limited due to insufficient knowledge of new materials, components and design approach for such structures. One of the ways to improve the combined metal structures is to create design method that allows to control

¹ Miron Gogol, prof. PhD. Eng. National university «Lviv politechnika», St. S. Bandery 12, Lviv, Ukraine, tel. +38 032 2582361, gogolmyron@i.ua

the stress deformation state (SDS) in the design process, that does not require any additional cost [2-4]. This, in its turn, requires the development of new methods of calculation and design forms, special studies on the regulation of structures SDS. The significance of the considered problem confirms the establishment in August 1994 in Pasadena (California, USA) of international association for the structures control (IASC - International Association for Structural Control), the first president who was a professor at George W. Housner. IASC covers a wide range of issues concerning construction and engineering structures. In Europe, an association for the structure control with a center in Italy (President Professor F. Casciati) is created and publishes journal named Journal of Structural Control [13].

There are no substantial technological limitations of combined metal structures SDS regulation. Special importance is the problem of optimal and rational analysis and design. The problem of optimal design of composite metal structures in its full extent is extremely difficult and in some cases has not completed mathematical solution. In addition, existing solution methods don't guarantee the achievement of global extremum for target functional, and so, obtained solution can be considered only relatively optimal [1,19,22].

An alternative for optimal design is rational design, which, unlike optimal, does not imply the existence of a functional target, but includes additional heuristic design requirements for SDS (stress equality, bending moment equality, maximal inflexibility or minimum structure mass). That ensures structure improvement by strength criterion. This design uses structure bearing capacity most fully. Therefore, the development of theory and calculation methods of equally intense rational combined metal structures is actual, taking into account actual features of their work.

The problem mostly concerns to combined (trussing, guy rope, hanging) structures, where the main bearing element is the stiffness beam, which metal consumption largely determines technical and economic efficiency of the entire system. The rational design of stiffness beam enables efforts adjustment throughout the all system [2,5,11,12,14,15,20]. A typical example of such structures is trussing beam-farm with low quantity of elements [4,5], in which are effectively implemented the principles of functions combining and material concentration. The proposed combined structures [8-10] are characterized by full use of the material strength due to providing stress equality in structure cross sections. Therefore, they provide significant savings in material compared to traditional designs.

The aim of the work is a improving the combined metal structures with the regulation of stress - deformation state in the design, implementation and operation.

2. The main material

The proposed design method and calculation of rational combined metal structures is reduced to accounting for the influence of deformability intermediate supports of stiffness beam on correlation of supporting and span bending moments. The rationality of combined structure as a whole depends on as the intermediate supports stiffness of trussing systems so on the topology.

For example, if a single-span beam has mono extreme diagram of moment M_x with the value of the extremum $M_c = ql^2/8$, then placing in the middle span rigid support, we get three extremes in M_x diagrams with different values – $ql^2/32$ on the supports, $ql^2/64$ in each span. In this case there will be a reaction of medium support $R_c = 5/8ql$, but support sagging will be $\Delta_c = 0$. If insert not rigid but elastic support such, that $M_c = 0$, then the other two extremes in M_x diagram shall have the value $ql^2/32$, and elastic support settles on the value $\Delta_c = 1,25ql^4/480EI$, it's reaction will be $R_c = ql/2$, with total decrease of 12.5% compared to reactions in a rigid support. In order to receive equal extreme of M_x diagram (fig. 1), it is necessary to change $R_c = k\Delta_c = f(q, I, E, I, A)$ (stiffness of elastic support), in such a way that to get all extremes values $ql^2/48$.

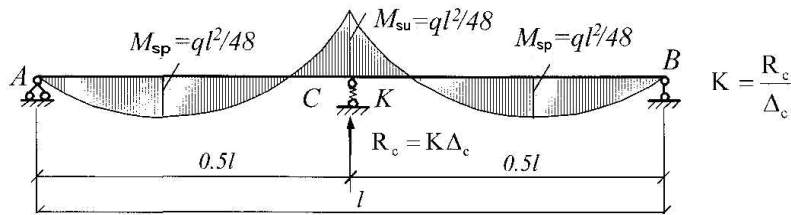


Fig. 1. Equal extreme diagram of bending moments in the beam, with SDS regulation

Rys. 1. Wykres ekstremalnych, wyrównanych momentów zginających belki z regulacją SDS

Consequently, the beam efforts regulation require to change reactions values and elastic support sagging simultaneously, which characterizes the change of the system stiffness - because the elastic support sagging depends not only on truss stiffness, but also on stiffness of the beam. An elastic support stiffness is provided by truss system.

Thus the essence of the regulation of the system SDS is that we select proper stiffness of system elements, which will in its deformed state to obtain the desired distribution of forces and deformations.

So the maximum savings that can be achieved with the current regulation efforts in a continuous beam, of force to get it, shown in fig. 1, where $M_{max} = ql^2/48$, 34% less compared to a beam with a rigid support (without SDS regulation).

Here follows the basic principle of the estimated SDS regulation of combined structures. That is a design scheme, where the beam is supported by elastic intermediate supports and rigid extreme supports [5].

This paper develops a method [18,21], which allows simultaneous solution of inverse problem - rational design, obtain and solving the direct problem of calculating the stress- deformation state design. The essence of the calculation: [7-9] initially based on decomposition of the system, the system is divided into two subsystems - the main and supporting. Furthermore, using synthesis system, its stress-deformation state is calculated. Fig. 2 shows a scheme of a mathematical model of iterative design process of rational combined metal structures.

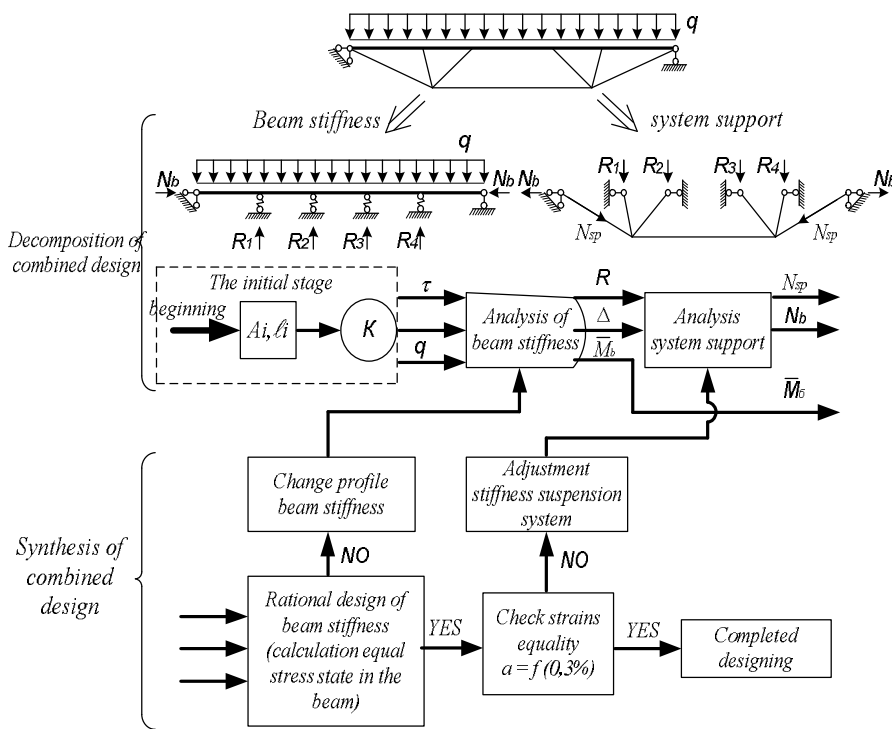


Fig. 2. Scheme of the mathematical model of iterative design process of rational combination of metal structures

Rys. 2. Schemat matematycznego modelu iteracyjnej metody projektowania racjonalnego łączenia konstrukcji stalowych

As the criterion of rationality serves energy efficient design criteria [10] as well as the requirements for stress-deformation state: stress equality, bending moment equality, maximal inflexibility, or minimum mass of structures.

For example, let's consider SDS regulation in little element farm with span 12 m, under loading equal to 31,2 kH/m (fig. 3a). Here design scheme of farm stiffness beam adopted as beam on elastic supports (fig.3g) [8]. For comparison, adopted design scheme for the same beam on rigid supports (fig.3b). The values of total stress in areas near rigid supports of beam (fig.3e) exceeds the elastic limit of the metal strength, which requires an increase cross-section of double-T profile up to № 30, but taking into deformation state (fig.3j) cross-section of double-T profile is № 27, which saves up to 14% metal.

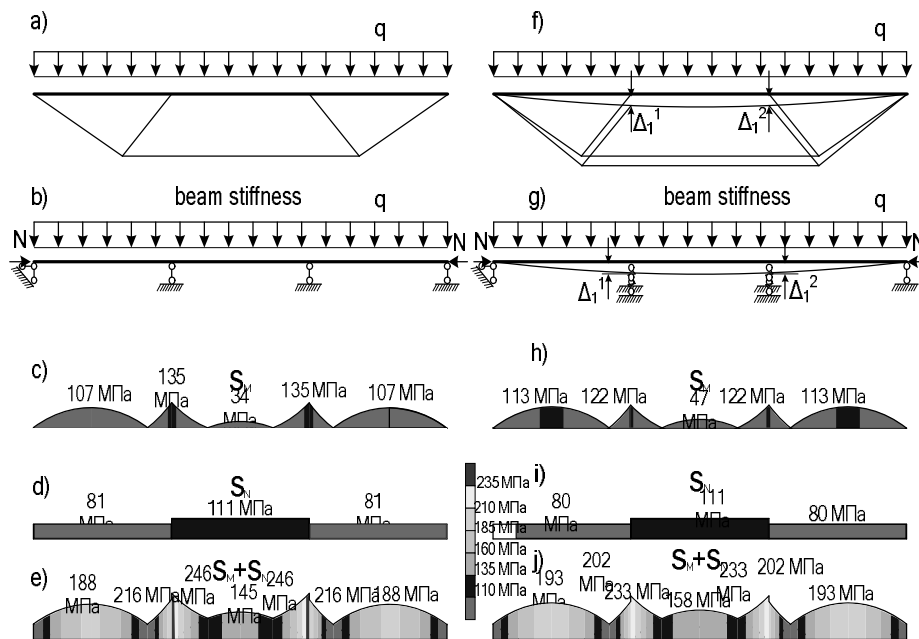


Fig. 3. Effect of support stiffness on the stress distribution: a) - scheme of frame; b) - design scheme of stiffness beam on rigid supports; f) - scheme of frame deformation; g) - design scheme of stiffness beam on elastic supports; c) - stress diagram from the moments of the beam on rigid supports; d) - stress diagrams of normal forces in beam on rigid supports; e) - the diagram of summary stress in the beam on rigid supports; h) - stress diagram from the moment in the beam on elastic supports; i) - stress diagram from the action of normal forces in beam on elastic supports; j) - the diagram of summary stress in beam on elastic supports

Rys. 3. Wpływ sztywności podparcia na rozkład naprężeń: a) - schemat ramy; b) - schemat obliczeniowy sztywnej belki na sztywnych podporach; f) - schemat odkształceń ramy; g) - schemat obliczeniowy sztywnej belki na sprężystych podporach; c) - wykres naprężeń od momentu zginającego w belce na sztywnych podporach; d) - wykres naprężeń od siły osiowej w belce ze sztywnymi podporami; e) - wykres naprężeń całkowitych w belce ze sztywnymi podporami; h) - wykres naprężeń od momentu zginającego w belce na podporach sprężystych; i) - wykres naprężeń od siły osiowej w belce na podporach sprężystych; j) - wykres naprężeń całkowitych w belce na podporach sprężystych

According to the results of our numerical studies, for projected rational farms with few elements and with equally tensed cross sections in stiffness beam (due to elastic supports stiffness increasing in truss system), their actual deflections are only about 50% of the allowable deflections according to state building codes (SBC), at less than fully loaded truss system [6] (fig. 4).

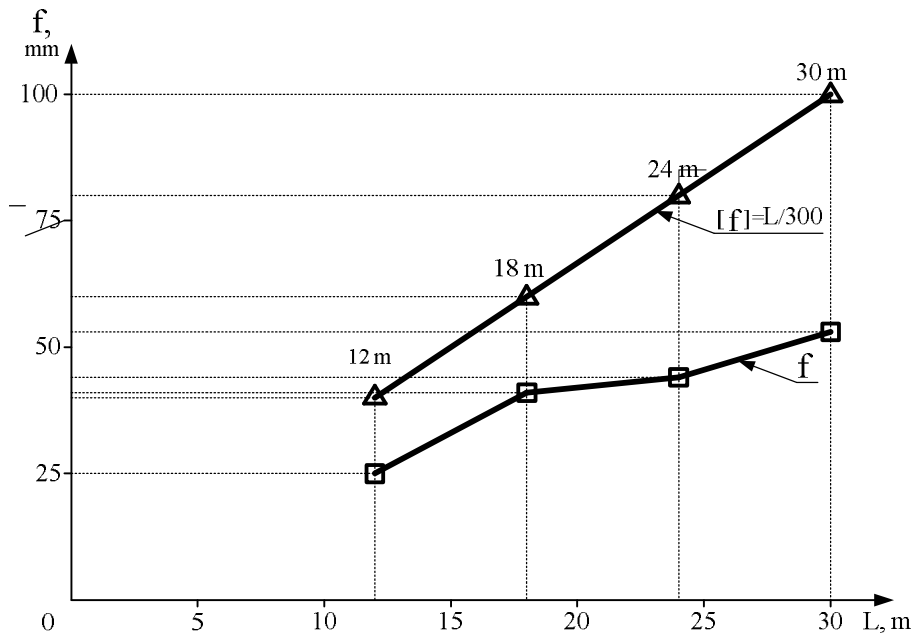


Fig. 4. Valid deflections little element trussing farms and permitted deflections on SBC: f - size of deflection, mm; L - span, m; Δ - permitted deflections on SBC; \square - actual deflections

Rys. 4. Rzeczywiste ugięcia małych elementów ramy kratowej i dopuszczalne ugięcia konstrukcji według norm krajowych: f - wartość ugięcia, mm; L - rozpiętość, m; Δ - normowo dopuszczalne ugięcia; \square - ugięcia rzeczywiste

This creates a certain margin of stiffness and strength and provides an opportunity to increase the external loading. But at the same time, the calculated stresses in cross sections of stiffness beam are larger than the proportionality limit for a given grade of steel.

In order to increase efficiency (carrying capacity) combined metal structures, there was developed engineering method of calculation of rolled continuous stiffness beam of truss farm with few elements during working in the range of limited plastic deformation, which can be extrapolated to all the combined system.

For the purpose of regulatory efforts at the design stage, the suspension system of beam-farm is less than fully loaded approximately up to 20 - 30% of the normative value, the deflection of system is up to 50% of the allowable deflection [f], and in the rolling stiffness beam tensions in calculation sections

are equal and practically do not exceed the elastic limit of steel. Thus, it is possible to increase the load on all elements of beam-farm (providing system deflection to the required [f], and accordingly stresses in stiffness beam increase to elastic-plastic level and truss system of beam-farm becomes fully loaded).

It is determined a wide range of metal combined structures for mass application in which it is advisable to regulate the SDS by means of calculation method and for which the design scheme can be taken in the form of beams on elastic intermediate supports: a large-span truss composite systems, light-metal trees, wooden structures, cable-stayed, suspension and arch-cables systems, steel concrete structures, bridge systems, structures for reinforcement and reconstruction.

Developed and published typical album and practical advice on methods of calculation and regulation SDS of combined structures used in design practice. To use these results to design practice developed program and algorithm of effort calculation method of computer language (FORTRAN-IV) [16]. The numerical comparison of the results of the calculation method proposed combined systems and software methods "Mirage" and «Scad», which once again confirmed the reliability and effectiveness of the method.

Based on the results of the research developed proposed new structural forms of combined systems with weight of less than 30% (tab.), which are protected by patents of Ukraine for inventions (patents Ukraine: № 50014, № 46383, № 48841) [4,10].

Using generalized rational design methods for combined metal structures, SDS regulation method, taking into account the elastic intermediate supports of stiffness beam and improving topology, which was based on the criteria of rationality and the basic principles of formation of rational combined structures made it possible to offer new forms of rationally designed combined metal structures - combined trussing system (tab.) and to determine their rational use area.

The shape of rational combined systems based on the following basic principles: minimization of material costs and the cost of their production while ensuring rational geometrical parameters.

A significant advantage of such systems is reduced material consumption to 22-27%. The concentration of the material in the main element – stiffness beam – is an average of 65-70%, and the number of nodes and elements compared with the typical structures is reduced at times. As can be seen from the table, these trussing system with few elements proposed with the number of elastic supports from 2 to 7 for spans 9 to 40 m.

The most efficient use of such systems is for three elastic supports, which corresponds to an average span of 12-24 m. For large spans, in order to provide the equal stress state in the stiffness beam it is needed more elastic supports, causing a decrease in performance. So, for spans from 12 to 40 meters it is effectively to use light truss combined farm with few elements, rationally designed on the calculation method of SDS regulation (tab.). Stiffness beam in these systems the most efficient

design of effective rolling profiles, primarily rolling beams shelf with parallel edges and curved profiles.

Based on the proposed criteria of rationality of combined metal structures it is proved, that the mass of a continuous stiffness beam that is supported by intermediate elastic supports, compared to a beam on two supports at spans 45-60 m, decreases rapidly in the presence of not more than three intermediate elastic supports. Rational angles braces, bands and cables combined structures relative to their weight are in the range of 30-60 ° [8].

All above mentioned will provide high manufacturability of structures, and the above mentioned criteria generally increase rationality and efficiency of combined farm structures. Rationality each listed in tab. constructive schemes determined by the specific terms of design.

For example, scheme 1-5, 13-17 rational for large loads and schemes 6-12, 18-24 - for small loads (tab.). It extends the range of applicability of lightweight combined structures, including the most popular truss and panel - truss system, farms, cross, cable-stayed and suspension systems and steel concrete bridge structures, combined systems using rigid threads, the system of lightweight structures agricultural buildings.

These results were used in the design of such objects and structures: the plant "Carpathian Ceramics" m. Kalush, Ivano-Frankivsk oblast., in 2011 (Fig. 5); sport complex, Lviv, st. Zubrivs'ka, 2012 (Fig. 6) and pilot plant testing of mechanical, m. Lviv, 2004; Sanatorium "Geneva" m. Truskavets, 2004; business center "Pidzamche", Lviv, 2007; cement plant m. Mykolaiv, 2007; company "Alba" settlement Schirets, 2006; Company "VEEM", m. Lviv. 2007 [8,10,17].

The use of the proposed structures at construction sites during construction new and reconstruction of existing, as well as strengthening the case of builders showed their high manufacturability during manufacturing and installation.

The economic effect of the introduction of rational combined trusses with SDS regulation compared with typical designs ranging from \$ 273 to 484 per ton of metal structures.

3. Conclusions

1. It is shown that the main advantages of the developed calculation method of SDS regulating in combined structures is the possibility to reach equal tensions in calculated cross sections of the stiffness beam, which gives them a decisive advantage in comparison with similar structures without SDS regulation.
2. The given method of calculation allows to carry out necessary efforts regulation in stiffness beam without its prestressing.
3. Such regulation reduces metal consumption of combined structures up to 30%, and their simplified topology reduces work the manufacture cost.
4. This method makes it possible to establish the deformation state of stiffness beam that provides equal strength of all structure elements

5. Developed the method of rational design of combined metal structures.
6. Using the criterion of small plastic deformation (smaller or equal to 0.002) in statically indeterminate structure – beam-farm in order to calculate a continuous rolled stiffness beam, provides equal strength of all structure elements and ensure maximum steel savings.

Table 1. New forms of rational design combined metal farms

Tabela 1. Nowe, racjonalne formy projektowania stalowych konstrukcji łączonych

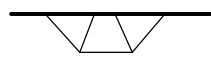

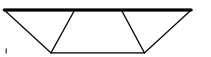
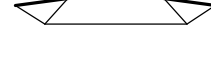


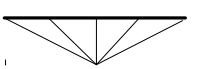
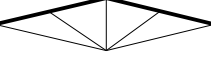
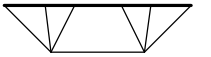
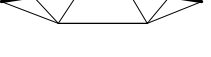
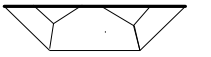

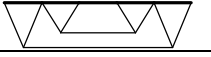

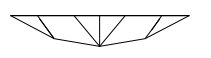

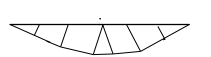
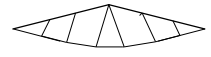
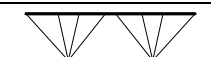



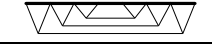

№ p / n	Scheme design c combined	Span, in m	№ p / n	Scheme design combined	Span, in m
1		9,12	13		9,12
2		9,12,15	14		9,12,15
3		9,12,15	15		9,12,15
4		9,12	16		9,12
5		15,18, 24	17		15,18,24
6		18,24, 30	18		18,24,30
7		До 36	19		До 36
8		До 40	20		До 40
9		До 40	21		До 40
10		До 36	22		До 36
11		До 36	23		До 36
12		До 50	24		12,18,24



Fig. 5. Little Farm overlapping element combined with adjustment effort $L = 12$ m. Plant "Carpathian Ceramics" c. Kalush, Ivano-Frankivsk oblast., 2011

Rys. 5. Małe ramy wzmacniające element konstrukcji o rozpiętości $L = 12$ m. Zakład „Ceramika Karpacka” m. Kałusz, obwód Iwano – Frankowski, 2011



Fig. 6. . Combined farms covering, $L = 12$ and 18 m. Fitness centers, Lviv, st. Zubriv's'ka, 2012

Rys. 6. Wzmocnione belki stropów $L = 12$ i 18 m. Centrum fitness, ul. Zubrivska, Lwów, 2012

7. The proposed new structural forms of rational combined metal structures - combined trussing systems that have reduced material consumption to 22 -27%.
8. Disclosure of potential regulatory for implications of such combined systems through the rational formation of stress deformation state regulation in structure cross sections at the design stage, creating a rational basis for the development of scientific bases of obtaining a new construction generation.

9. Achievements in structural mechanics and computer engineering, research and development of new forms of design, building materials, technology, manufacturing and installation created preconditions for widespread use of modern rational combined systems.

Bibliography

- [1] Advances in Steel Structures: Proceedings of the Fourth International Conference on Advances in Steel Structures 13–15 June 2005, Shanghai, China. Volume I. Edited by Z. Y. Shen, G. Q. Li, S. L. Chan. Amsterdam: Elsevier, 2005. 917 p.
- [2] Egorov, V. V. The development of constructive forms and methods of calculation of combined systems of strut_framed type: Authors abstract, Ph.D. thesis in Engineering science: Speciality 05.23.01 «Civil constructions, buildings and structures». St. Petersburg, 2004, 49 p. (in russian).
- [3] Ferencik, P.; Tohachek, M. Prestressed steel structures. Moscow: Strojizdat, 1979. 423 p. (in russian).
- [4] Gogol, M. V. Design and calculation of rational combined metal structures. Journal of Metal Constructions. Vol. 14, No 4, pp. 253–262, 2008 (in ukrainian).
- [5] Gogol, Miron. Shaping of effective steel structures. In: Civil and Environmental Engineering: scientific publications Politechniki Rzeszow. Rzeszow, No. 264, Z. 52, pp. 43–56, 2009.
- [6] Gogol, M. V. Calculation bulk form when working in confined plastic deformation. Theory and practice of construction: proceedings of the National University "Lviv Polytechnic". - Lviv, No. 545. - pp. 32-35, 2005 (in Ukrainian).
- [7] Gogol, M. V. Generalized method of calculation of metal structures taking into account force control. In: Mercury of National University «Lviv polytechnic» Theory and practice of civil engineering, Lviv, No 462, p. 25–34, 2002 (in ukrainian).
- [8] Gogol, M. V. Method and rational design algorithm combined metal structures.. Metal structures. Vol 20, № 1. - pp. 29-43, 2014 (in ukrainian).
- [9] Gogol, Myron; Peleshko, Ivan; Bilskyj, Mykhajlo. New constructive forms and their reliability. In: Quality and Reliability in Building Industry: IV. International Scientific Conference, 17–19 Oct. 2006: Conference, 17–19 Oct. 2006 : Proceedings /Technical University of Kosice. – Levoca, Slovakia : Technical University of Kosice, 2006. – S. 9.
- [10] Gogol, M. V. Rational calculation and design combined metal structures. Journal of Modern industrial and civil construction. Vol 10, No. 1, - pp. 79-90, 2014 (in ukrainian).
- [11] Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures / Edited by Ronald D. Ziemian. 6th Edition. Chichester: John Wiley & Sons, 2010. 1120 p.
- [12] Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures / Edited by Theodore V. Galambos. New York: John Wiley & Sons, 1998. 911 p.
- [13] International Association for Structural Control (IASC). Vol. 3, No. 1, May, 1998. http://www.usc.edu/dept-00/dept/civil_eng/structural/Newsletter_v3n1.pdf
- [14] Lubinski, M.; Filipowicz, A; Zoltowski, W. Metal structures. Part 1. Warsaw: "Arcade", 2003. 646 p. (in polish).
- [15] Lubinski, M.; Zoltowski, W. Metal structures. Part 2. Warsaw: "Arcade", 2004. 566 p. (in polish).

- [16] Permiakov, V. O.; Gogol, M. V. Design recommendations of well-minded metal load-carrying structures of overhead covers and covers. Lviv: Publisher National University «Lviv Politechnique», 2006. 24 p. (in ukrainian).
- [17] Permiakov, V. O.; Gogol, M. V.; Peleshko, I. D. Combined metal structures with regulation and their optimization. In: Science and innovation in current civil engineering: International research to practice conference, 17–19, October, 2007. St. Peterburg: SPbGASU, 2007, p. 142–145 (in russian).
- [18] Permiakov, V. O.; Gogol, M. V. The problems of regulation of stress and strain state of two dimensional bar metal structures. In: Mercury National University «Lviv Politechnique»: Theory and practice of civil engineering. Lviv, No. 495, pp. 154–157, 2004 (in ukrainian).
- [19] Permiakov, V. O.; Nilov, A. A.; Shymanovskyi, O. V. Edited by Permiakov, V. O.; Shymanovskyi, O. V. Metal structures. Kyiv: Publisher «Steel», 2008. 812 p. (in ukrainian).
- [20] Pichugin, S. F.; Semko, A. V.; Trusov, G. N. Modern problems of bearing steel structures designing for industrial and civilian structures. In: Modern Industrial and Civil Construction, Volume 1, No 1, p. 53–66, 2005 (in ukrainian).
- [21] Trofimovich, V. V.; Permiakov, V. A. Optimal design of metal structures. Kyiv: Constructor, 1981. 136 p. (in russian).
- [22] Yankovskii, A. P. Equal stressed reinforcing of thinslab structure: Doctoral dissertation in Physico-Mathematical Science. 01.02.04. Novosibirsk, 2007. 48 p. (in russian).

ŁĄCZONE KONSTRUKCJE METALOWE ZGODNE Z REGULACJAMI OBLICZENIOWYMI

Streszczenie

W artykule zostały zaprezentowane wyniki badań analitycznych konstrukcji łączonych według przepisów w stanie odkształconym (SDS). Zaproponowano zunifikowany model projektowy (oparty na dekompozycji struktury), jako belkę na sprężystych podporach które imitują sztywność belki i sprężystego systemu podpierającego. Istota obliczeń polega na rozdzieleniu konstrukcji na podkonstrukcję główną i drugorzędną. Ponadto, wykorzystując syntezę oblicza się ją w stanie SDS. Racjonalne kryteria metody energetycznej to: równowaga naprężeń, wyrównanie momentów zginających maksymalna sztywność lub minimalna masa konstrukcji. Przedstawiono również matematyczny model iteracyjnego procesu projektowania racjonalnej konstrukcji łączonej. Wskazuje on, że główną zaletą opracowanej metody obliczeniowej dla przekroju usztywnionej belki uzyskano korzyści w stosunku do podobnej konstrukcji bez wykorzystania przepisów SDS. Na podstawie wyników badań, zaproponowano nowe formy konstrukcji łącznych, które są chronione patentem Ukrainy. Uproszczona topologia zmniejsza koszty produkcji i masę konstrukcji o 30%.

Słowa kluczowe: model, stan wzmocnienia (SDS), kryterium energetyczne, równowaga naprężeń, model matematyczny, iteracyjny proces projektowy, łączone konstrukcje metalowe

Przesłano do redakcji: 5.04.2015

Przyjęto do druku: 10.01.2016

DOI: 10.7862/rb.2015.181

Bronisław GOSOWSKI¹
Piotr ORGANEK²
Michał REDECKI³

NOŚNOŚĆ ZAKRYTEGO POŁĄCZENIA PŁYT WARSTWOWYCH Z RYGLAMI ŚCIENNymi

W artykule opisano przebieg badań doświadczalnych zakrytego, nietypowego połączenia płyt warstwowych z ryglami ściennymi. Potrzeba przeprowadzenia badań wynikała z uszkodzeń płyt warstwowych hali magazynowej, które polegały na wybrzuszeniach i pofalowanych płyt w miejscach łączenia ich z ryglami. W celu określenia przyczyn powstałych uszkodzeń przeprowadzono kompleksowe badania nośności samego połączenia, badania właściwości rdzenia i jego przyczepności do okładzin, badania beleczek warstwowych na zginanie oraz badania materiałowe płyt okładzin. Badania połączenia prowadzono na specjalnie przygotowanym do tego celu stanowisku. W trakcie eksperymentu obserwowano zachowanie się połączenia oraz rejestrowano przemieszczenia samych płyt. Rezultatem badań jest zidentyfikowanie mechanizmu zniszczenia połączenia oraz określenie dla niego granicznej wartości obciążenia. Określono również przyczynę nadmiernej deformacji i odkształceń płyty w obrębie połączenia. Referat zakończono wnioskami o charakterze praktycznym.

Słowa kluczowe: konstrukcja stalowa, lekka obudowa ścian, płyta warstwowa, właściwości płyty, połączenie zakryte, badania nośności, awaria

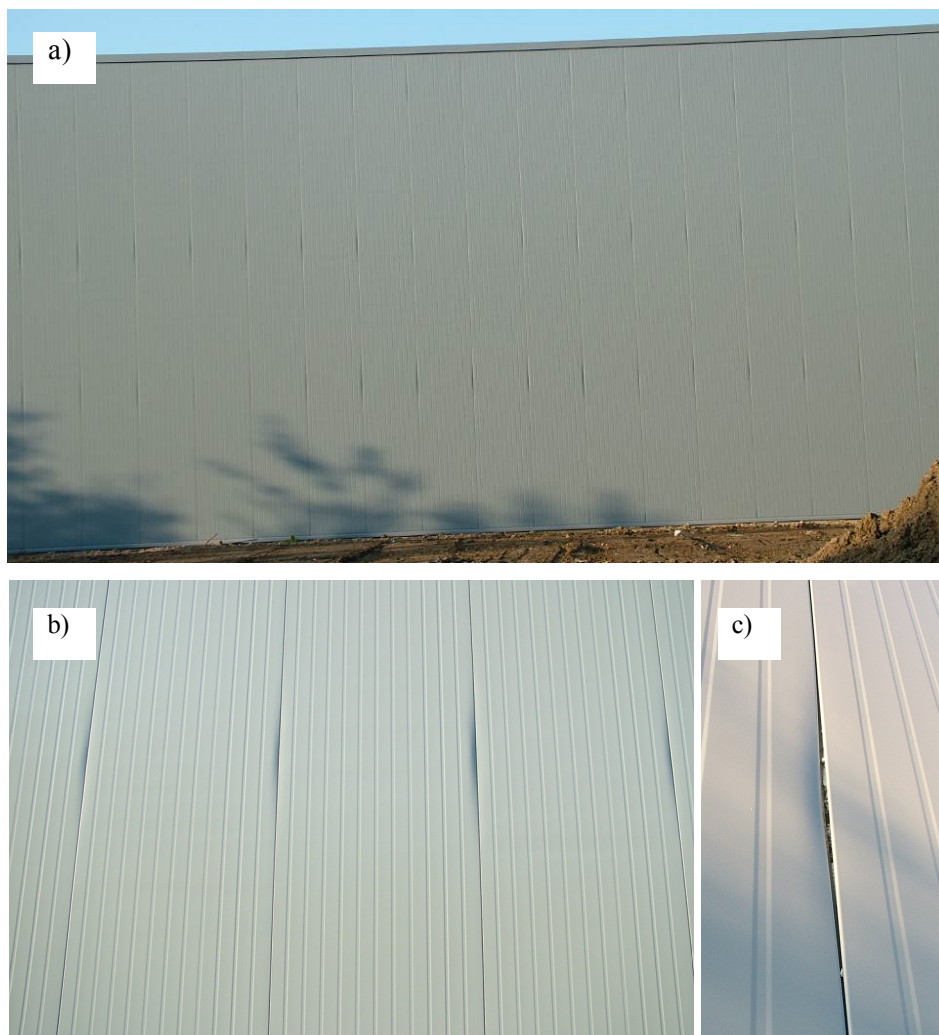
1. Wstęp

Potrzeba przeprowadzenia kompleksowych badań doświadczalnych nośności zakrytego połączenia płyt warstwowych wynikała z uszkodzeń obudowy hali magazynowej zlokalizowanej pod Warszawą. Defekty płyt polegały na lokalnych deformacjach, pofalowaniach i wgnieceniach krawędzi w pobliżu zakrytego łącznika (por. rys. 1). Były one objawem stanu przedawaryjnego.

¹ prof. dr hab. inż. Bronisław Gosowski, Politechnika Wroclawska, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Wybrzeże Wyspiańskiego 27, bronislaw.gosowski@pwr.edu.pl.

² mgr inż. Piotr Organek, Politechnika Wroclawska, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Wybrzeże Wyspiańskiego 27, piotr.organek@pwr.edu.pl.

³ Autor do korespondencji: mgr inż. Michał Redeki, Politechnika Wroclawska, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Wybrzeże Wyspiańskiego 27, michal.redecki@pwr.edu.pl.

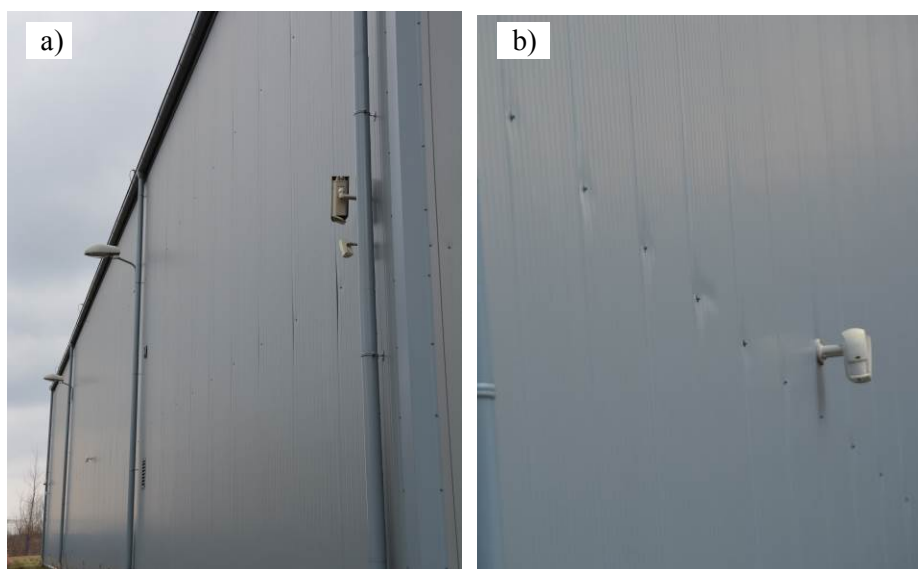


Rys. 1. Fragment ściany południowej z płyt warstwowych z widocznymi deformacjami: a) widok ogólny, b) zbliżenie, c) szczegół

Fig. 1. A piece of southern wall made of sandwich panels with visible deformation: a) overall view, b) close-up, c) detail

Dlatego w celu wyjaśnienia przyczyn powstałych uszkodzeń zaproponowano badania doświadczalne. Program badań obejmował nie tylko badanie nośności połączeń, ale także określenie właściwości styropianowego rdzenia m.in. gęstości, wytrzymałości na ściskanie, rozciąganie i ścinanie, modułów sprężystości podłużnej i poprzecznej, badania materiałowe okładzin płyt warstwowych.

Stan techniczny hali zilustrowano na rys., 1 i 2. Ze względu na zastrzeżenia inwestora generalny wykonawca wymienił płyty na inne, które zostały połączone z ryglami ściennymi bezpośrednio za pomocą dwóch wkrętów samowiercących na szerokości płyty. Pozostawiono płyty z połączeniem zakrytym na jednej ze ścian, przy czym dokonano niefortunnego wzmocnienia połączeń płyt warstwowych na podporach pośrednich, za pomocą dodatkowych wkrętów samowiercących zlokalizowanych obok połączeń zakrytych (por. rys. 2). W efekcie, ze względu na znaczną podatność połączeń zakrytych, to dodatkowe wkręty przejęły ich rolę. Nie miało to więc wpływu na zwiększenie liczby łączników na szerokości płyt, a doprowadziło do widocznych deformacji okładziny zewnętrznej w strefie dodatkowego łącznika. Najbardziej widoczne deformacje znajdują się w strefach przykrawędziowych ścian, gdzie występują intensywne pofalowania okładziny zewnętrznej płyt warstwowych w strefach połączeń zakrytych.



Rys. 2. Widok elewacji zachodniej budynku ze wzmocnionymi połączeniami zakrytymi, za pomocą dodatkowych wkrętów samowiercących: a) widok ogólny, b) zbliżenie na łby

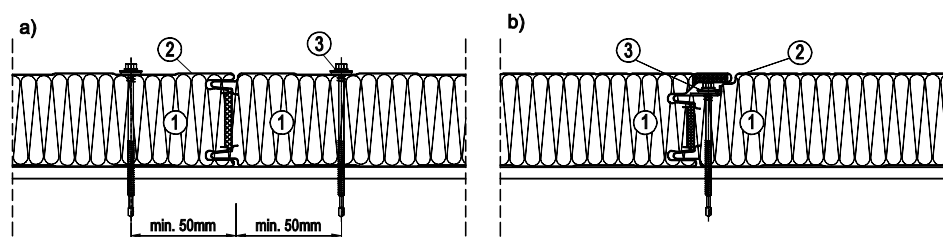
Fig. 2. View on the concealed joint from the western elevation of the building with reinforcement by additional self-drilling screws: a) overall view, b) close-up on heads

2. Sposoby łączenia płyt warstwowych z ryglami

Ścienne płyty warstwowe można mocować do konstrukcji wsporczej za pomocą wkrętów samowiercących lub samogwintujących dostosowanych swą długością do grubości płyty. Podczas wkręcania łączników należy używać

specjalistycznych elektronarzędzi – wkrętarki ze specjalną głowicą umożliwiającą odpowiednie prowadzenie łącznika oraz ogranicznik głębokości wkręcania. Siła docisku łącznika powinna być dobrana tak, aby nie zdeformować podkładki pod łbem.

Klasyczny sposób łączenia płyt warstwowych polega na zastosowaniu dwóch łączników na szerokości płyty (por. rys. 3a) i dokręceniu ich do rygła po obu stronach zamka. Często jednak, głównie ze względów estetycznych, inwestorowi zależy na ukryciu łączników. Wymaga to skonstruowania odpowiedniego połączenia zakrytego, pokazanego na rys. 3b. W tym przypadku mamy do czynienia ze specjalną konstrukcją zamka, umożliwiającą zastosowanie dodatkowej podkładki pod łb wkręta eliminującej mechanizm zniszczenia polegający na przeciągnięciu łba przez blachę okładziny [1]. Pozwala to na znaczne zwiększenie siły niszczącej połączenie. Jest to niezwykle ważne ze względu na fakt, że w połączeniu zakrytym stosuje się jeden łącznik na szerokości płyty.

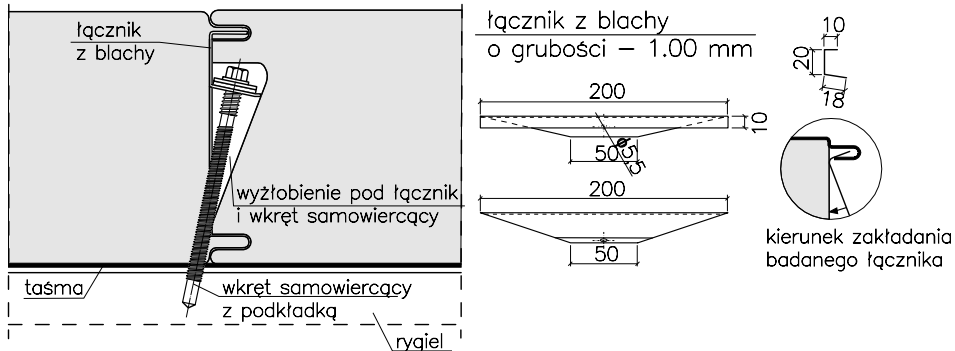


Rys. 3. Sposoby łączenia płyt warstwowych, 1 – rdzeń płyty, 2 – okładzina, 3 – łącznik: a) połączenie bezpośrednie, b) połączenie bezpośrednie zakryte na podstawie [2]

Fig. 3. Different types of joined sandwich panels, 1 – core, 2 – facing, 3 – joint: a) direct fixing joint, b) concealed fixing joint according to [2]

W odróżnieniu od bezpośredniego połączenia zakrytego, pokazanego na rys. 3b, jeden z producentów płyt warstwowych zaproponował połączenie zakryte pośrednie, które pokazano na rys. 4. W połączeniu tym nie ma potrzeby konstruowania specjalnego zamka (por. rys. 3b). Można więc, po wybraniu części izolacji z rdzenia, zastosować tradycyjne warstwowe płyty ścienne. Efekt ten osiągnięto wprowadzając pośredni łącznik wykonany z blachy. Taki sposób łączenia ściennych płyt warstwowych uzyskał również aprobatę techniczną Instytutu Techniki Budowlanej.

W tym przypadku obciążenie wynikające ze ssania wiatru i temperatury przekazuje się przez zamek na pośredni łącznik wykonany z blachy gr. 1 mm, a następnie poprzez samowiercący wkręt na konstrukcję wsporczą obudowy. Powoduje to lokalne wyężenie zamka, w związku z czym sposób wykonania łącznika jest niezwykle istotny.

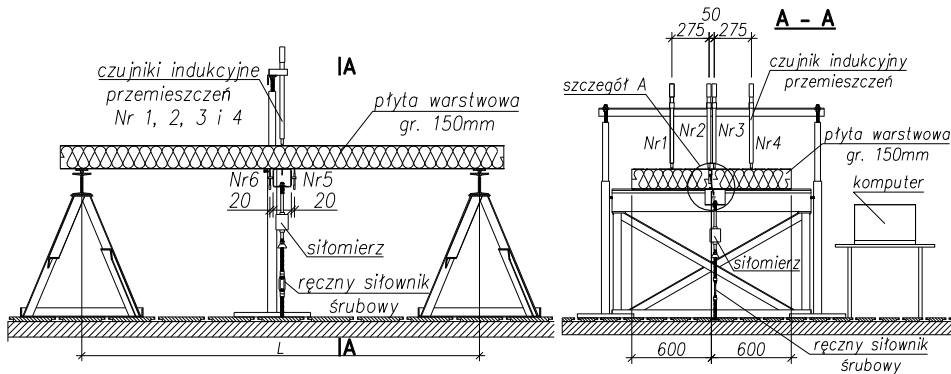


Rys. 4. Widok zakrytego połączenia z rygłem ściennym według producenta
 Fig. 4. View of the concealed fixing joint according manufacturer

3. Badania laboratoryjne połączenia zakrytego

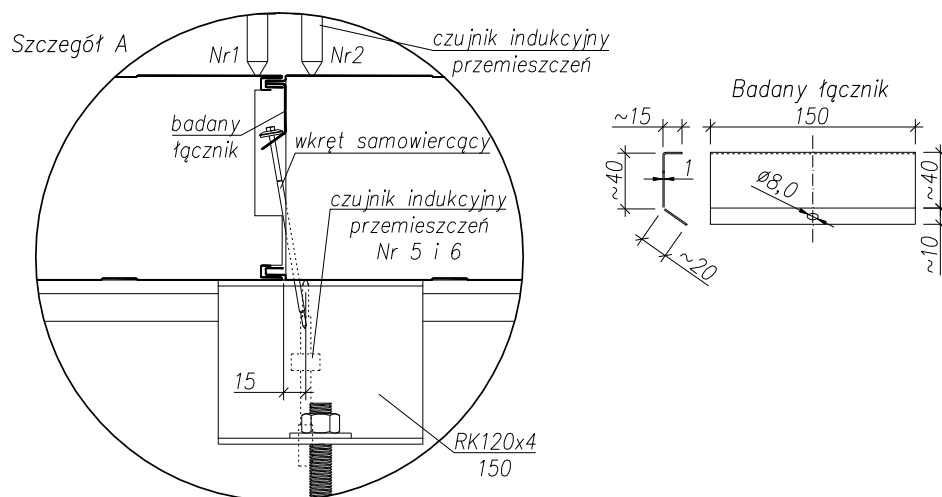
Nośność zakrytych połączeń płyt warstwowych z ryglami ściennymi zbadano na specjalnym stanowisku [3], które miało odwzorować warunki panujące na rzeczywistym obiekcie. Badania przeprowadzono na czterech modelach połączeń. Szczegóły dotyczące stanowiska oraz metodyka badań zostały przedstawione na rys. 5 i 6. Warto przy tym zwrócić uwagę na kształt i wymiary badanego łącznika, które odbiegały od pokazanych na rys. 4.

W przypadku dwóch pierwszych modeli (P1, P2) wykorzystano płyty o długości 2,8 m, co pozwoliło na rozstawienie podpór w osiowej odległości $L = 2,6$ m, natomiast do budowy dwóch pozostałych modeli (P3, P4) zastosowano płyty o długości 3,0 m, co pozwoliło na zwiększenie rozstawu podpór do



Rys. 5. Widoki stanowiska do badań zakrytego połączenia
 Fig. 5. View of the test stand of the concealed fixing joint

$L = 2,8$ m. Warto dodać, że odległości między ryglami ściennymi (podporami) w hali są jeszcze większe, gdyż wynoszą nawet 3,21 m.

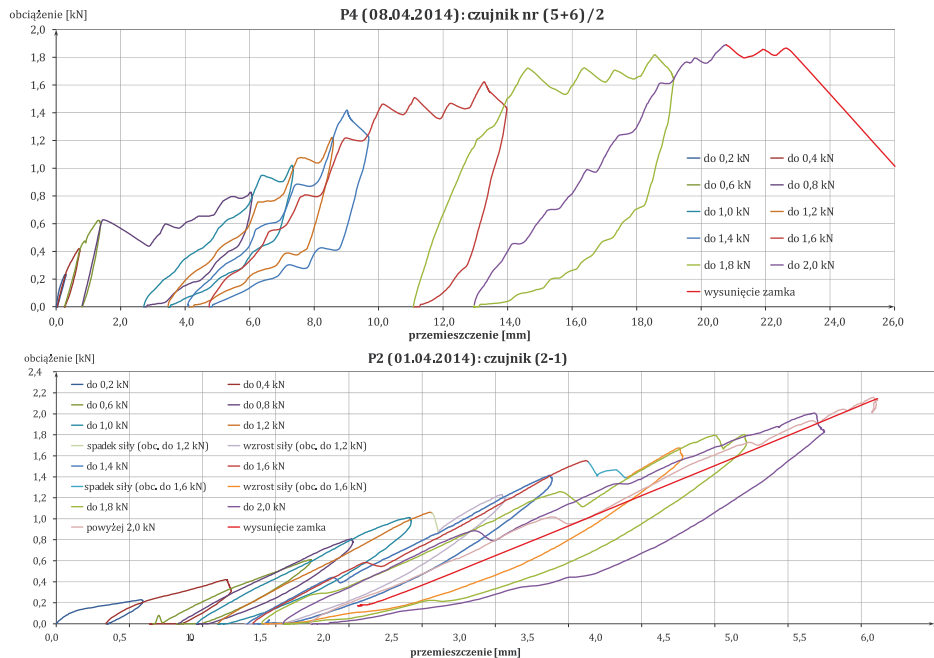


Rys. 6. Szczegół zakrytego połączenia na stanowisku badawczym

Fig. 6. Detail of the concealed fixing joint on the testing stand

Obciążenie zakrytego połączenia wymuszane było poprzez siłownik śrubowym zakotwiony do podłogi. Obciążał on rurę kwadratową, która miała odwzorować rygiel ścienny, a następnie stalowy wkręt, badany łącznik i pośrednio płytę warstwową. Siłownik połączony był również z siłomierzem, dzięki czemu możliwe było rejestrowanie wartości obciążeń. Z kolei do pomiaru przemieszczeń wykorzystano 6 czujników indukcyjnych, których rozmieszczenie pokazano na rys. 5. Czujniki ustawione po zewnętrznej stronie okładziny rejestrowały bezwzględne przemieszczenia w połowie szerokości płyt i w okolicach zamka. Natomiast czujniki znajdujące się po stronie wewnętrznej rejestrowały przemieszczenie rygla ściennego względem płyty warstwowej.

Badania zakrytych połączeń płyt warstwowych z ryglami ściennymi miały na celu zarówno określenie ich nośności, jak i poznanie mechanizmu zniszczenia. Aby te cele osiągnąć, obciążenie było realizowane w kilku etapach, ze stopniowym jego wzrostem co 0,2 kN do coraz to większych wartości, aż do zniszczenia. Po każdym etapie badany element odciążano do zera. Wskazania siłomierza i czujników przemieszczeń (por. rys. 5) rejestrowano automatycznie kilka razy na sekundę, co pozwoliło sporządzić odpowiednie ścieżki równowagi statycznej (por. rys. 7).



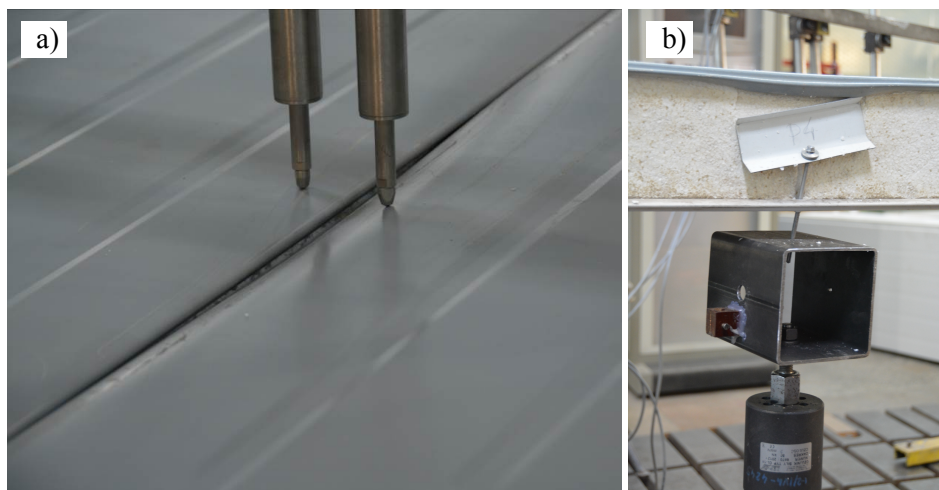
Rys. 7. Ścieżki równowagi statycznej z czujników badanego łącznika w modelach P4 i P2

Fig. 7. Force – deflection curve measured by inductive sensors from P4 and P2 models

Analiza tych ścieżek wraz z zarejestrowanym fotograficznie zachowaniem się badanych połączeń, pozwalają na poznanie mechanizmu niszczenia połączeń, w którym można wyodrębnić następujące fazy:

- 1) plastyczna deformacja podkładki pod łbem wkręta samowiercącego, przy obciążeniu ok. 0,6-0,8 kN, skutkująca powstaniem trwałej szczeliny między płytą warstwową i rygłem wynoszącej ok. 3 mm,
- 2) otwarcie zamka, przy obciążeniu ok. 1,0-1,4 kN, skutkujące kilkukrotnym powiększeniem trwałej szczeliny między płytą i rygłem (rys 8a),
- 3) wysunięcie łącznika z pióra płyty warstwowej, przy obciążeniu ok. 1,6-2,0 kN, a w konsekwencji zniszczenie (separacja) badanego połączenia (rys. 8b).

W świetle otrzymanych wyników należałoby stwierdzić, że obciążenie obliczeniowe badanych połączeń zakrytych, nie powinno być większe niż odpowiadające fazie 1 (0,6-0,8 kN), ze względu na stan graniczny użyteczności, uwarunkowany przemieszczeniami.

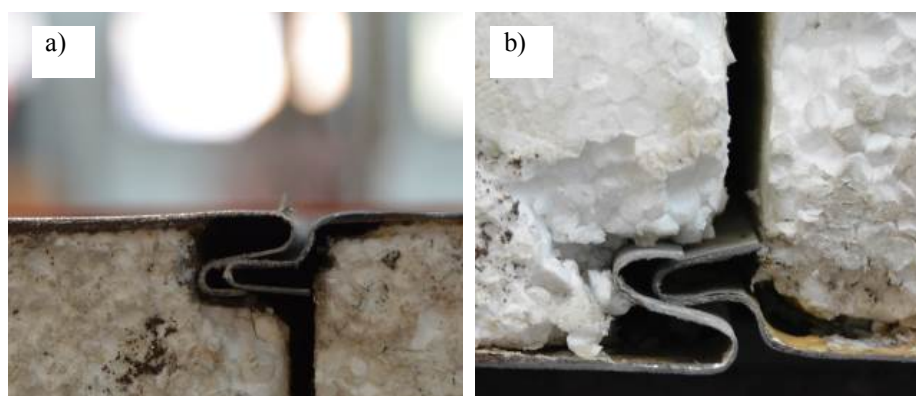


Rys. 8. Widok zakrytego połączenia: a) okładzina górna podczas badań, b) po zdjęciu płyty
 Fig. 8. View of the concealed fixing joint: a) external facing during experiment, b) removed panel

Na obciążenie odpowiadające fazie 1 ma oczywiście wpływ materiał, z którego jest wykonana podkładka. Stosując np. podkładkę stalową, można byłoby zwiększyć to obciążenie do ok. 0,8-1,0 kN. Wątpliwości jednak budzi celowość stosowania jakiegokolwiek podkładki z uszczelką neoprenową w tego typu połączeniach. Głównym zadaniem podkładek jest zapewnienie szczelności między łbami a blachą okładziny na opady atmosferyczne, co jest potrzebne w przypadku połączeń bezpośrednich. Należy przypuszczać, że zastosowanie w badanych połączeniach wkrętów bez podkładek uszczelniających, umożliwiłoby podwyższenie nośności obliczeniowej badanych połączeń do odpowiadającej fazie 2 (ok. 1,0 kN). Wyeliminowanie z badanych połączeń podkładek uszczelniających, pozwoliłoby usunąć przyczynę powstawania odkształceń trwałych powstających w fazie 1. Konieczne jednak byłoby zmniejszenie średnicy otworu na wkręt w łączniku z blachy z obecnych 8,0 mm do 6,0-6,5 mm. Celowe byłoby oczywiście doświadczalne zweryfikowanie pracy tak zmodyfikowanych połączeń zakrytych.

Analizując zachowanie badanych połączeń, wyjaśnienia wymaga przyczyna pojawiania się przy nieco większych obciążeniach (1,0-1,4 kN) fazy 2, tzn. otwierania się zamka między płytami w miejscach połączeń. Z takim zachowaniem się omawianej obudowy mieliśmy do czynienia także na obiekcie. Przyczyną tego jest wadliwie wykonany wpust w płytach warstwowych, z powodu zastosowania podczas ich produkcji zbyt wąskiej blachy na okładziny. W poprawnie wykonanych płytach blacha wpustu powinna obejmować z obu stron pióro płyty na całej długości (ok. 13 mm). W badanych płytach natomiast, blacha wpustu od strony wewnętrznej płyty nachodzi na pióro tylko ok. 4-5 mm. Jest to wyraźnie widoczne na rys. 9 i wyjaśnia dlaczego dochodzi do otwierania zam-

ków między płytami warstwowymi w miejscach połączeń. W przypadku tego typu wad płyt warstwowych, z całą pewnością nie powinno się zbadanych połączeń zakrytych polecać do łączenia płyt z konstrukcją wsporczą.



Rys. 9. Szczegóły zamka badanych płyt warstwowych: a) okładzina górna, c) okładzina dolna

Fig. 9. Double lock details of the examined sandwich panels: a) external facing, c) internal facing

4. Uwagi ogólne i wnioski z badań

Przedstawione badania nośności zakrytego, pośredniego połączenia płyt warstwowych z rygłem ściennym pozwoliły m.in. na wyznaczenie dla tych połączeń ścieżek równowagi statycznej oraz poznanie ich mechanizmów zniszczenia. Pozwalają one na sformułowanie następujących wniosków szczegółowych:

- 1) Nośność zastosowanych do połączenia płyt warstwowych z ryglami ściennymi, specjalnych połączeń zakrytych opracowanych przez producenta płyt, uwarunkowana jest stanem granicznym użyteczności (nadmiernymi przemieszczeniami w miejscach połączeń). Na nośność tych połączeń mają istotny wpływ zarówno zastosowane wkręty, jak i konstrukcja zamka między płytami. To niewłaściwa konstrukcja zamka, a uściślając – ich wpustów, miała bezpośredni wpływ na deformacje okładziny zewnętrznej badanych płyt warstwowych w strefach połączeń, przy obciążeniu wynoszącym ok. $1,0 \div 1,4$ kN. Można przypuszczać, że w przypadku prawidłowo skonstruowanych zamków między płytami warstwowymi, nie powinno w ogóle dochodzić do ich otwierania, tzn. występowania fazy 2, a obciążenie odpowiadające fazie 3 powinno być znacznie większe.
- 2) Zachowanie natomiast badanych połączeń w przypadku obciążeń ponad wartość dopuszczalną przez producenta – $0,9$ kN, a mianowicie $1,0-1,4$ kN, było podobne jak na obiekcie. Następowoło otwieranie się zamków między

plytami warstwowymi, co wiązało się z widocznymi deformacjami okładziny zewnętrznej płyt warstwowych w strefie połączenia. Towarzyszyły temu przemieszczenia trwałe, których nie można zaakceptować. Zniszczenie (separacja) połączenia nastąpiła przy obciążeniu 1,6-2,0 kN.

Podsumowując należy stwierdzić, że powstałe deformacje zamontowanych płyt były efektem nałożenia się kilku czynników. Były to ww. błędy producenta oraz błędy na etapie projektowania obudowy i jej łączników. Analiza statyczno-wytrzymałościowa wykazała, że nawet w przypadku prawidłowego wykonania zamków w płytach, połączenia tego typu, głównie z powodu ograniczenia do jednego na szerokości płyty, nie były w stanie zapewnić właściwego połączenia obudowy. W tym przypadku konieczne było zastosowanie łączników bezpośrednich (wkrętów samowiercących) w liczbie co najmniej dwóch, a w strefach przykrawędziowych – trzech na szerokości płyty warstwowej.

Literatura

- [1] Gosowski B., Kubica E., Badania laboratoryjne konstrukcji metalowych, Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2012.
- [2] Katalog firmy Rukki „Płyty warstwowe z rdzeniem z wełny mineralnej”.
- [3] PN-EN 14509:2010. Samonośne izolacyjno-konstrukcyjne płyty warstwowe z dwustronną okładziną metalową - Wyroby fabryczne - Specyfikacje.

LOAD CAPACITY OF THE CONCEALED FIXING JOINT OF SANDWICH PANELS AND WALL GIRTS

S u m m a r y

Paper presents the description of an experimental investigation on concealed fixing sandwich panels and wall girts. The need of running those tests came out of damages noticed on wall sandwich panels of storage steel hall which were visible as humps and corrugation in spots of its joints to wall girts. To determine the reason of arisen damages the extensive tests were conducted. This includes, inter alia, load bearing capacity of concealed joint, tests of the core properties and its traction to facings, bending tests of sandwich beams and material tests of facings. Experiments of the concealed joint were carried on especially prepared test stand. During researches the behavior of the joint was being observed and also deflections of sandwich panels. As a result of conducted experiments the destruction mechanism was identified and load bearing capacity as well. The reason of significant deflections and deformations near joint. Paper ends with practical conclusion.

Keywords: steel structure, lightweight wall cladding, sandwich panel, panel characteristics, covered joint, carrying capacity research, failure

Przesłano do redakcji: 19.06.2015

Przyjęto do druku: 10.01.2016

DOI: 10.7862/rb.2015.182

Dmytro HARASYM¹
Volodymyr LABAY²

INVESTIGATIONS OF THE INNOVATION MODEL OF EXERGY EFFECTIVENESS OF AIR CONDITIONING SYSTEM FOR OPERATING CLEANROOMS

Innovation mathematical research model of the existing central straight flow air conditioning system for operating cleanrooms with the aim of computer estimation of its energy effectiveness by virtue exergetic output-input ratio depending on different factors, which have influence on its work was presented in this article. The dependence of exergetic output-input ratio η_a of the existing air conditioning system on temperature difference between the inside and the supplied air $\Delta t_s = t_m - t_s$ was defined thanks to this model. It was noticed that at the given temperature difference between indoor and supplied air Δt_s the change in temperature of outdoor air practically don't causes the change in exergetic output-input ratio. The chosen air conditioning system should be preferably used at higher temperature difference between indoor and supplied air, for example at $\Delta t_s = 9.0^\circ\text{C}$, that will give the opportunity to gain the highest exergetic output-input ratio, which means to gain the most advantageous economical variant of exploitation of the chosen air conditioning system.

Keywords: exergy balance, air conditioning systems, cleanrooms, exergy efficiency

1. Introduction

Nowadays during the exploitation of energy technological systems (ETS), which include air conditioning systems (ACS), to ensure carrying out a certain technology the question of economy of fuel and energy resources, is of prime importance.

¹ Author for correspondence: Dmytro Harasym: 12 Bandera street, Lviv, Ukraine, 79013, tel. +38 (032) 258-27-05, e-mail address: harasym.d@gmail.com

² Volodymyr Labay: 12 Bandera street, Lviv, Ukraine, 79013, tel. +38 (032) 258-27-05, e-mail address: wlabay@i.ua

That's why the question about ETS, that can organically combine and complement the requirements of technology and power engineering, is raised now.

In modern technologies, which are related to energy transformation, namely in air conditioning systems, important places are occupied by equipment and processes, the objective estimation of value of its energy perfection can be defined only on the basis of its thermodynamic analysis.

The simplest method of thermodynamic analysis is energy one based on the law of energy conservation. It allows us to estimate absolute and relative energy losses, to reveal equipment and processes with the highest losses. However, this method equates to one another values of all kinds of energy, thermal energy in particular, that is wrong from the position of the second law of thermodynamics, because any kind of energy can be completely converted into the thermal one, the reverse process at the same time is accompanied by the unavoidable losses.

Under the influence of these requirements the exergy method of analysis has been designed in the last decades [1, 4, 5, 15, 18]. This method was described at the works of R. Clausius, J. Gibbs, G. Guye, A. Stodola, Y. Shargut and R. Petela. Its main idea is to introduce, along with the common, fundamental concept of energy, the additional indicator – exergy, which allows considering the fact, that the energy depending on external conditions may have a different value for practical use.

The calculations of balances and different characteristics of energy technological systems, air conditioning systems in particular, taking into account the exergy enables in the easiest and clearest way to solve many scientific and technical problems. They help to remove frequent errors that can be founded and are associated with ignoring the qualitative side of transformation.

The feature of the central straight flow air conditioning system is that the starting substance, which is processed in it – is the outside air, the parameters of which may vary as the temperature and the relative humidity (moisture content and specific enthalpy, relatively). As the result of the work the air conditioning system provides required temperature and humidity of supplied and indoor air depending on parameters of outside air. Reducing the cost of energy, consumed by air conditioning systems, dictates the need of its optimization, which can be fully achieved by virtue of exergetic analysis, that takes into account not only the quantity, but also the quality of energy spent [2, 3, 5, 11-17].

2. Description of the object that is analyzed and of innovation research model

The aim of air conditioning is to keep up the certain parameters of air in some limited space (in this case, in the operating cleanrooms). Usually temperature t_{in} and relative humidity ϕ_{in} of air are regulated, but in cleanrooms such parameter as concentration of dust particles x_{in} in air is also regulated [6-8, 19-20].

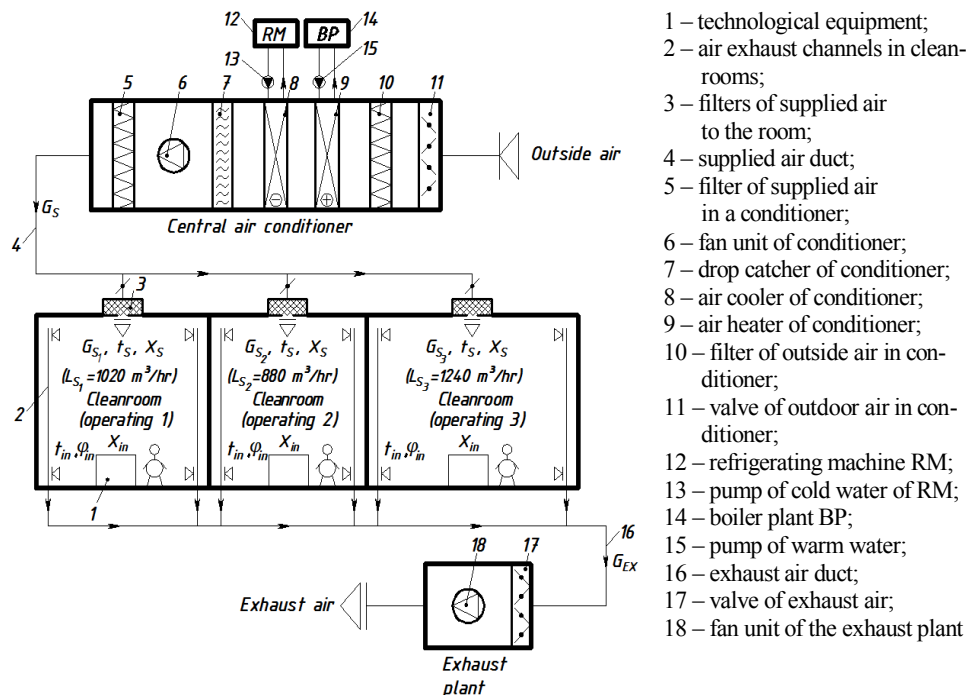


Fig. 1. Basic scheme of the implemented central straight flow air conditioning system for operating cleanrooms

Rys. 1. Podstawowy schemat zastosowania systemu klimatyzacji z centralnym bezpośrednim przepływem obsługujący czyste pomieszczenia

Let's consider the implemented by the authors' central straight flow air conditioning system for operating cleanrooms, which is shown in Fig. 1. The work of such system depends on the dominant environmental conditions, i.e. on temperature and moisture content of outdoor air. So, at a warm period of year outdoor air is taken via central conditioner through the valve 11, is cleaned in the filter 10, then passes through the air heater 9, is polittropical cooled and drained in the air cooler 8, is separated in the drops catcher 7 and after that this air is supplied through the air supply filter of conditioner 5 and air supply filters 3 at the entrance of operating

cleanrooms via the fan unit 6. The exhaust air of the operating cleanrooms is removed from their top and lower zones via extraction system through its valve 17 by the extractor fan 18.

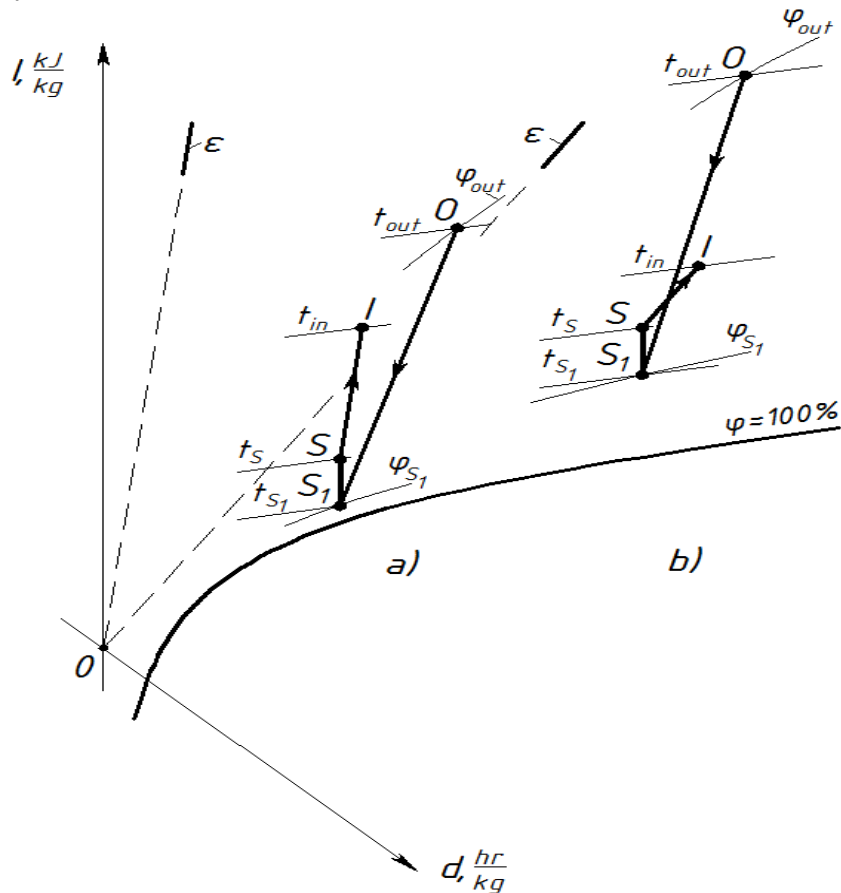


Fig. 2. The image of the process of changing the state of moist air in the implemented central straight flow air conditioning system in a warm period of year on the I-d – diagram a) for conditions of the research – $t_{out} = 30; 32^{\circ}\text{C}$; $t_{in} = 25; 26^{\circ}\text{C}$; $\Delta t_S = 9; 7^{\circ}\text{C}$; b) for conditions of the research – $t_{out} = 35; 38; 40^{\circ}\text{C}$; $t_{in} = 27; 28; 29^{\circ}\text{C}$; $\Delta t_S = 6; 5; 4^{\circ}\text{C}$: OS₁ – the process of polytropic treatment (cooling and drying) of air $G_{out} = G_S$ in the air cooler; S₁S – the process of supplied air G_S heating by 1°C in a fan and duct; SI – the process of excess heat and moisture assimilation in a cleanroom by supplied air via the conditioner

Rys. 2. Obraz procesu zmiany stanu wilgotności powietrza w zastosowanym systemie klimatyzacji z centralnym bezpośremlnym przepływem w ciepłym okresie roku wykres - I-d, a) dla warunków badań - $t_{out} = 30; 32^{\circ}\text{C}$; $t_{in} = 25; 26^{\circ}\text{C}$; $\Delta t_S = 9; 7^{\circ}\text{C}$; b) dla warunków badań - $t_{out} = 35; 38; 40^{\circ}\text{C}$; $t_{in} = 27; 28; 29^{\circ}\text{C}$; $\Delta t_S = 6; 5; 4^{\circ}\text{C}$: OS₁ - proces z polytropiczny (chłodzenie i suszenie) powietrza $G_{out} = G_S$ w chłodnicy powietrza; S₁S - proces dostarczania powietrza G_S ogrzewanego o 1°C w wiatraku i kanale; SI - proces dodatkowego ogrzewania i pochłaniania wilgoci w czystym pomieszczeniu przez dostarczanie powietrza G_S przez klimatyzator

Let's consider the work of this air conditioning system at a warm period of year, when temperature $t_{in} < t_{out}$. Figure 2 shows in a coordinate system I, d the sequence of change of air parameters, which passes through the different equipment of the implemented central straight flow air conditioning system for operating cleanrooms at a warm period of year at different parameters of outdoor air. In the researches mass productivity of the air conditioning system $G = 4300$ kg/hr, that was counted by the necessary multiplicity of air exchange, parameters of outdoor air varied within: temperature $t_{out} = 30-40^{\circ}\text{C}$; relative humidity $\varphi_{out} = 44-36\%$ (in accordance, moisture content and specific enthalpy $d_{out} = 11.7-16.8$ hr/kg; $I_{out} = 60.1-83.4$ kJ/kg), barometric pressure $p_{out} = 1010$ hPA; parameters of indoor air, accordingly – $t_{in} = 25-29^{\circ}\text{C}$; $\varphi_{in} = 54-64\%$ (in accordance, $d_{in} = 10.8-16.3$ hr/kg; $I_{in} = 52.6-70.8$ kJ/kg); temperature difference between inside and supplied air depending on excess heat in the cleanroom and also on temperature of outdoor air $\Delta t_s = t_{in} - t_s = 9.0-4.0^{\circ}\text{C}$; slope coefficient of excess heat and moisture assimilation in the cleanroom by the supplied air via air conditioner $\varepsilon = 27058-9711$ kJ/kg; initial temperature of the coolant (40% propylene glycol solution) for the air cooler $t_{w1} = 9.5-15.5^{\circ}\text{C}$.

The sequences of changes, that occur with the moist air, which passes through the various equipment of the implemented air conditioning system, are shown in Fig. 2. Construction on the $I-d$ – diagram was made in accordance to [3]. Parameters of air in the characteristic points of the process (Fig. 2) were determined by the adopted values of parameters for outdoor air and were calculated on the proposed mathematical model by the known analytical dependences for moist air.

Amount of the cold for air treatment in the air cooler (cooling capacity of air cooler) at a warm period of year was defined by the equation:

$$Q_c = G_s \cdot (I_o - I_{s1}) \times 0.278, \text{ W}, \quad (1)$$

where I_o and I_{s1} – specific enthalpy of air at the corresponding points of processes of change the state of moist air in the implemented straight flow air condition system at a warm period of year on the $I-d$ – diagram (Table 1), kJ/kg.

The aim of this work was to create innovation mathematical research model of the implemented central straight flow air conditioning system for operating cleanrooms with the aim of computer estimation of its energy effectiveness by virtue exergetic output-input ratio depending on different factors, which have influence on its work. Material, heat (energy) and exergy balances of the system were made up in this model, which took into account all the possible variants of its work in real conditions.

The concept of exergetic output-input ratio was used for the rational excellence assessment of the air conditioning system, which was defined as the ratio of air exergy increase in air conditioned premises E_{out} to the exergy of air condi-

tioning system transmission E_{in} , which was spent on maintaining the process [1, 2, 4, 5, 9-16, 18]:

$$\eta_a = \frac{E_{out}}{E_{in}}. \quad (2)$$

The exergetic output-input ratio, which characterizes the effectiveness of work of the implemented central straight flow air conditioning system for operating cleanrooms at a warm period of year, was defined by the equation:

$$\eta_e = \frac{E_{out}}{E_{in}} = \frac{\Delta E_{SI}}{\Delta E_{OS1} + \Delta E_{S1S} + \Delta E_{SI} + \Delta E_{exh} + N_{use}^{sup.fan} + N_{use}^{exh.fan} + N_{use}^{RM}}, \quad (3)$$

where $E_{out} = \Delta E_{SI} = E_S - E_I$ – exergy reduction of conditioned air in the surgery operating cleanrooms (usefully used exergy), W; \dot{A}_S and \dot{A}_I – in accordance, exergy of supplied and indoor air in the cleanrooms, W; $\Delta E_{OS1} = E_{S1} - E_O$ – increasing of exergy of air in the air cooler of conditioner, W; E_{S1} and E_O – in accordance, exergy of air which is processed (outdoor air) at the exit and entrance of the air cooler of conditioner, W; $\Delta E_{S1S} = \dot{A}_{S1} - \dot{A}_S$ – exergy reduction of air during its transportation in the supplied ducts and fan of air conditioning system, W; E_{S1} and E_S – in accordance, exergy of air at the entrance of supplied fan of conditioner and at the exit of supplied ducts to the cleanrooms, W; $\Delta E_{exh} = E_I - E_O$ – exergy losses with exhaust conditioned air from the cleanrooms, W; $N_{use}^{sup.fan}$ – consumed power via the supplied fan of the conditioner, W; $N_{use}^{exh.fan}$ – consumed power via the fan of the exhaust plant, W; N_{use}^{RM} – consumed power via the refrigerating machine for the central conditioner, W.

The values, included in the equation (3) for the determination of exergetic output-input ratio of implemented ACS at a warm period of year, were defined as follows:

$$\Delta E_{SI} = G_S \cdot (e_S - e_{in}) \times 0.278, \text{ W}, \quad (4)$$

where e_S i e_{in} – in accordance, specific exergy of supplied and indoor air in the cleanrooms (Table 1), kJ/kg;

$$\Delta E_{OS1} = G_S \cdot (e_{S1} - e_{out}) \times 0.278, \text{ W}, \quad (5)$$

where e_{out} i e_{S1} – in accordance, specific exergy of outdoor air and of cooled and drained air in the air cooler, (Table 1), kJ/kg;

$$\Delta E_{S_1,S} = G_S \cdot (e_{S_1} - e_S) \times 0.278, \text{ W}, \quad (6)$$

where e_S – specific exergy at the exit of supplied ducts in the cleanrooms (Table 1), kJ/kg;

$$\Delta E_{\text{exh}} = G_S \cdot (e_{\text{in}} - e_{\text{out}}) \times 0.278, \text{ W}. \quad (7)$$

By the mentioned equations the exergetic output-input ratio η_e for the implemented air conditioning system at a warm period of year were calculated and an appropriate conclusions were made.

Specific exergy of moist air were determined as follows.

Specific exergy of moist air at a certain points of the processes which characterize the work of the implemented central straight flow air conditioning system were determined by the following equations:

$$e = e_{\text{ph}} + e_{\text{ch}}, \text{ kJ/kg}, \quad (8)$$

where e_{ph} and e_{ch} – in accordance, specific physical and chemical exergy in relation to parameters of outdoor air (environment);

$$e_{\text{ph}} = \left(\bar{c}_{\text{d,air}} + \bar{c}_{\text{vap}} \cdot \frac{d}{1000} \right) \cdot \left(T - T_0 - T_0 \cdot \ln \frac{T}{T_0} \right), \text{ kJ/kg}, \quad (9)$$

$\bar{c}_{\text{d,air}} = 1.005 \text{ kJ}/(\text{kg}\cdot\text{K})$ and $\bar{c}_{\text{vap}} = 1.86 \text{ kJ}/(\text{kg}\cdot\text{K})$ – in accordance, average specific heat capacity (at constant pressure) of dry air water vapor;

T_0 i T – in accordance, absolute temperature of outdoor air (environment) and of air at a certain point of the process, K ($273 + t = T$);

$$e_{\text{ch}} = T_0 \cdot \left[\left(R_{\text{d,air}} + R_{\text{vap}} \cdot \frac{d}{1000} \right) \cdot \ln \frac{622 + d_0}{622 + d} + R_{\text{vap}} \cdot \frac{d}{1000} \cdot \ln \frac{d}{d_0} \right], \text{ kJ/kg}, \quad (10)$$

$R_{\text{d,air}} = 0.287 \text{ kJ}/(\text{kg}\cdot\text{K})$ i $R_{\text{vap}} = 0.462 \text{ kJ}/(\text{kg}\cdot\text{K})$ – in accordance, gas constant of dry air and of water vapor;

d_0 i d – in accordance, moisture content of outdoor air (environment) and of air at a certain points of the process, hr/kg.

The results of calculations of specific exergy of moist air at a certain points of the processes, which characterize the work of the implemented central straight flow air conditioning system, are summarized in Table 1.

It should be noted that we didn't take into account exergy losses which are related to losses of aerodynamic pressure of air flow, which are slight and could be ignored, and also losses into environment. The parameters, which characterize the state of the air at all points of the processes for the given air conditioning system, are summarized in Table 1.

Table 1. Parameters of points, which describe the state of moist air during the work of the implemented air conditioning system

Tabela 1. Parametry punktów opisujących stan wilgotności powietrza podczas pracy zastosowanego systemu klimatyzacji

Points on the I-d – diagram	Temperature t , °C	Specific enthalpy I , kJ/kg	Moisture content d , hr/kg	Relative humidity φ , %	Specific exergy e , kJ/kg
O	30-40	60.1-83.4	11.7-16.8	44-36	0.0-0.0
S ₁	15-24	42.1-64.7	10.5-15.8	98-84	0.4020-0.4421
S	16-25	42.6-65.4	10.5-15.8	92-79	0.3505-0.3882
I	25-29	52.6-70.8	10.8-16.3	54-64	0.0475-0.2059

3. Results of the research work

Substituting the received values by the research calculations in equation (3), we calculated the meaning of exergetic output-input ratio η_e for the implemented air conditioning system depending on outdoor temperature conditions, namely: temperature t_{out} and relative humidity φ_{out} of outdoor air, and showed them in the form of dependence of exergetic output-input ratio on temperature difference between indoor and supplied air Δt_s at a Fig. 3 and on this basis were making conclusions.

Analyzing the obtained research data at a Fig. 3 the following conclusions can be reached. General increase of temperature difference between indoor and supplied air Δt_s from 4.0 to 9.0°C, namely in 2.25 times more, leads to a significant growth of exergetic output-input ratio η_a from 1.48 to 2.56, namely in 1.73 times more or at 73%. Therewith, the average speed of change of exergetic output-input ratio η_a is $\Delta\eta_e / \Delta(\Delta t_s) = 0.216$ 1/°C. We noticed that at the given temperature difference between indoor and supplied air Δt_s the change in temperature of outdoor air t_{out} practically don't causes the change in exergetic output-input ratio η_a . It means that at a certain temperature difference between indoor and supplied air Δt_s we can ignore the effect of temperature of outdoor air t_{out} . So the chosen air conditioning system should be preferably used at higher temperature difference between indoor and supplied air, for example at $\Delta t_s = 9.0^\circ\text{C}$, that will give the opportunity to gain the highest exergetic output-input ratio η_a , which means to gain the most advantageous economical variant of exploitation of the chosen air conditioning system.

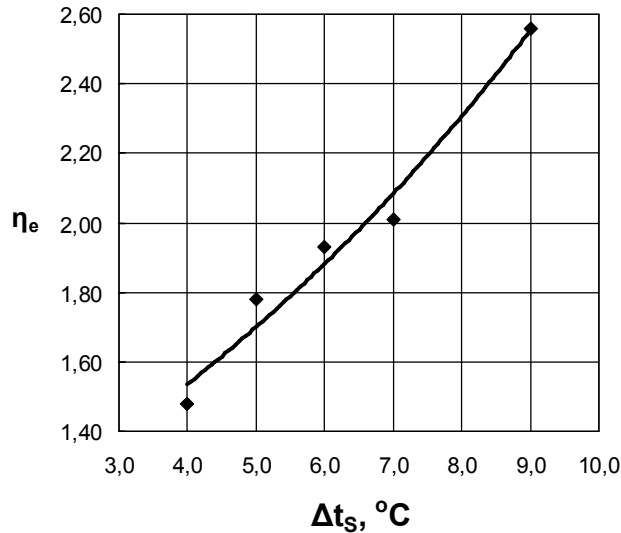


Fig. 3. The dependence of exergetic output-input ratio of the implemented central straight flow air conditioning system for operating cleanrooms at a warm period of year on temperature difference between indoor and supplied air Δt_S

Rys. 3. Zależność egzegetycznego stosunku wyjście-wejście zastosowanego centralnego systemu klimatyzacji z bezpośrednim przepływem dla obsługi czystych pomieszczeń w ciepłym okresie roku w stosunku do różnicy temperatur powietrza wewnętrznego i dostarczanego Δt_S .

point 1

$$\Delta t_S = 4.0^\circ\text{C} (t_{\text{out}} = 40^\circ\text{C};$$

$$\varphi_{\text{out}} = 36\%; t_{\text{in}} = 29^\circ\text{C};$$

$$\varphi_{\text{in}} = 64\%; \varphi_S = 79\%);$$

point 2

$$\Delta t_S = 5.0^\circ\text{C} (t_{\text{out}} = 38^\circ\text{C};$$

$$\varphi_{\text{out}} = 38\%; t_{\text{in}} = 28^\circ\text{C};$$

$$\varphi_{\text{in}} = 64\%; \varphi_S = 84\%);$$

point 3

$$\Delta t_S = 6.0^\circ\text{C} (t_{\text{out}} = 35^\circ\text{C};$$

$$\varphi_{\text{out}} = 40\%; t_{\text{in}} = 27^\circ\text{C};$$

$$\varphi_{\text{in}} = 60\%; \varphi_S = 84\%);$$

point 4

$$\Delta t_S = 7.0^\circ\text{C} (t_{\text{out}} = 32^\circ\text{C};$$

$$\varphi_{\text{out}} = 42\%; t_{\text{in}} = 26^\circ\text{C};$$

$$\varphi_{\text{in}} = 55\%; \varphi_S = 82\%);$$

point 5

$$\Delta t_S = 9.0^\circ\text{C} (t_{\text{out}} = 30^\circ\text{C};$$

$$\varphi_{\text{out}} = 44\%; t_{\text{in}} = 25^\circ\text{C};$$

$$\varphi_{\text{in}} = 54\%; \varphi_S = 92\%);$$

The dependence (Fig. 3) has been obtained in a form of analytical equation for temperature difference between indoor and supplied air $\Delta t_S = 4.0\text{-}9.0^\circ\text{C}$:

$$\eta_e = 1.023 \cdot \exp(0.102 \cdot \Delta t_S) \quad (11)$$

Maximum error of calculations by the equation (11) is 4.3%.

So the exergetic analysis of the implemented central straight flow air conditioning system for operating cleanrooms at a warm period of year, which was performed on created by the authors innovation mathematical research model, provided the opportunity to thoroughly estimate the dependence of exergetic output-input ratio η_a of this system on temperature difference between indoor and supplied air Δt_S at different temperatures of outdoor air t_{out} .

4. Conclusions

Innovation mathematical research model of the implemented central straight flow air conditioning system for operating cleanrooms at a warm period of year

was described in this article, which gives opportunity to make computer estimation of its energy efficiency by virtue of exergetic output-input ratio depending on different factors, which have influence on its work. The dependence of exergetic output-input ratio η_e of this air conditioning system on temperature difference between indoor and supplied air Δt_s at various temperatures of outdoor air t_{out} was presented. It was noticed that at the given temperature difference between indoor and supplied air Δt_s the change in temperature of outdoor air t_{out} practically don't causes the change in exergetic output-input ratio η_e . It is shown that the chosen air conditioning system should be preferably used at higher temperature difference between indoor and supplied air, for example at $\Delta t_s = 9.0^\circ\text{C}$, that will give the opportunity to gain the highest exergetic output-input ratio η_e , which means to gain the most advantageous economical variant of exploitation of the chosen air conditioning system.

References

- [1] Ber G.D. 1977. *Tekhnicheskaja termodinamika* / G.D. Ber. – Moskva: Mir. – 518 (in Russian).
- [2] Bes T. 1962. *Egzergia w procesach ogrzewania, klimatyzacji i suszenia* / T. Bes // *Energetyka Przemysłowa*. – 10, № 11. – pp. 388–392 (in Polish).
- [3] Bogoslovskii V.N. 1985. *Konditsionirovanie vozdukhia i kholodosnabzhenie: Uchebnik dlia vuzov* / V.N. Bogoslovskii, O.Ia. Kokorin, L.V. Petrov. – Stroizdat. – 367 (in Russian).
- [4] Brodianskii V.M. 1973. *Eksergeticheskii metod termodinamicheskogo analiza* / V.M. Brodianskii. – Moskva: Energiia. – 296 (in Russian).
- [5] *Eksergeticheskie raschety tekhnicheskikh sistem. 1991: sprav. posobie* / [V.M. Brodianskii, G.P. Verhivker, Ia.Ia. Karchev i dr.]; pod red. A.A. Dolinskogo, V.M. Brodianskogo; In-t tekhnicheskoi teplofiziki AN USSR. – Kiev: Nauk. dumka. – 360.
- [6] Fedotov A.E. 2003. *Chistye pomeshcheniia. Vtoroe izd., pererab. i dop.* – Moskva: ASINKOM, 2003. – 576 (in Russian).
- [7] GOST ISO 14644-1. *Chistye pomeshcheniia i sviazannye s nimi kontroliruemye sredy. Chast' 1. Klassifikatsiia chistoty vozdukhia* (in Russian).
- [8] Hayakava I. 1990. *Chistye pomeshcheniia. Per. s iaponsk.* – Moskva: Mir. – 456 (in Russian).
- [9] Iantovskii E.I. 1988. *Potoki energii i eksergii* / E.I. Iantovskii. – Moskva: Nauka. – 144 (in Russian).
- [10] Łabaj Włodzimierz. 2002. *Efektywność egzergetyczna autonomicznych klimatyzatorów miejscowych* / Włodzimierz Łabaj, Oksana Omelczuk // XIV Konferencja ciepłowników „Perspektywy rozwoju ciepłownictwa”. Materiały konferencyjne. – Solina: Politechnika Rzeszowska, 26-28 września. – pp. 137–144 (in Ukrainian).
- [11] Labai Volodymyr. 2000. *Eksergetychna efektyvnist' tsentral'nykh kondytsioneriv* / Volodymyr Labai, Taras Ivanukh // V Konferencja naukowa Rzeszowsko-Lwowsko-

- Koszycka „Aktualne problemy budownictwa i inżynierii środowiska”. Zeszyty naukowe Politechniki Rzeszowskiej «Budownictwo i inżynieria środowiska». – Z. 32, część 2: Inżynieria środowiska. – Rzeszów: Politechnika Rzeszowska, 25-26 września. – pp. 229–235 (in Ukrainian).
- [12] Labay V. Doslidzhennia eksergetychnoi efektyvnosti system kondytsiuвання povitria chystykh prymishchen / V. Labay, D. Harasym // Naukovo-tekhnichnyi zhurnal "Kholodilna tekhnika i tekhnologii", № 4 (150). – Odesa, 2014. – pp. 47–53.
- [13] Labay V. Innovation model for energy effective investigations of air conditioning systems for cleanrooms / V. Labay, D. Harasym // ECONTECHMOD – Lublin-Rzeszow: 2014 – Vol. 3, № 1. – pp. 47–52.
- [14] Prokhorov V.I. 1981. Metod vychisleniia eksergii potoka vlazhnogo vozdukh / V.I. Prokhorov, S.M. Shilkloper // Kholodil'naia tekhnika. – № 9. – pp. 37–41 (in Russian)
- [15] Shargut Ia. 1968. Eksergiia / Ia. Shargut, R. Petela. – Moskva: Energiia. – 280 (in Russian).
- [16] Shilkloper S.M. 1982. Eksergeticheskii analiz sistem obespecheniia mikroklimata i energosnabzheniia / S.M. Shilkloper, S.I. Zhadin // Stroitel'stvo i arkhitektura. Ser. 9. – Vyp. 4. – pp. 18–27 (in Russian).
- [17] SNiP 2.04.05–86. 1987. Otoplenie, ventiliatsiia i konditsionirovanie. – Moskva: TsITP Gosstroia SSSR. – 64 (in Russian).
- [18] Sokolov E.Ia. 1981. Energeticheskie osnovy transformatsii tepla i protsessov okhlazhdeniia: ucheb. posobie dlia vuzov. – 2-e izd., pererab. / E.Ia. Sokolov, V.M. Brodianskii. – Moskva: Energoizdat. – 320 (in Russian).
- [19] Whyte W. 2002. Tekhnologiiia chistykh pomeshchenii. Osnovy proektirovaniia, ispytaniia i ekspluatatsii. – Moskva: Klinrum. – 304 (in Russian).
- [20] Whyte W. 2004. Proektirovanie chistykh pomeshchenii. Per. s angl. – Moskva: Klinrum. – 360 (in Russian).

ANALIZA SKUTECZNOŚCI EGZERGII INNOWACYJNEGO MODELU SYSTEMU KLIMATYZACJI DLA CZYSTYCH POMIESZCZEŃ

Streszczenie

W artykule zaprezentowano innowacyjny matematyczny model do analizy istniejącego systemu klimatyzacji z centralnym bezpośrednim przepływem wykorzystany w czystych pomieszczeniach, w celu określenie metodą numeryczną jego skuteczności energetycznej oraz zyski egzergii w stosunku wyjście-wejście zależny od różnych czynników. Na podstawie tego modelu określono zależność stosunku η_e egzergii wyjścia-wejścia istniejącego systemu klimatyzacji od różnicy temperatur $\Delta t_s = t_{in} - t_s$ powietrza wewnętrznego i dostarczonego. Zauważono, że przy danej różnicy temperatur Δt_s wewnątrz pokojowy i powietrza dostarczanego, zmiana temperatury powietrza zewnętrznego nie powoduje zmiany w egzergii stosunku wyjście-wejście. Przedstawiony system klimatyzacji daje najlepsze efekty przy zastosowaniu go w wyższych różnicach temperatur wewnętrznej i powietrza dostarczanego, na przykład przy $\Delta t_s = 9.0$ °C, system klimatyzacji uzyskuje najwyższą egzergię stosunku wyjście - wejście, który oznacza najbardziej korzystny ekonomicznie wariant eksploatacji wybranego systemu klimatyzacji.

Słowa kluczowe: równowaga energii, system klimatyzacji, pomieszczenia czyste, sprawność energetyczna

Przesłano do redakcji: 8.06.2015

Przyjęto do druku: 10.01.2016

DOI: 10.7862/rb.2015.183

Waldemar IZDEBSKI¹
Zbigniew MALINOWSKI²

ANALIZA STANU NUMERACJI ADRESOWEJ W POLSCE I MOŻLIWOŚCI JEJ WYKORZYSTANIA PRZEZ OBYWATELI I ADMINISTRACJĘ

Ewidencja miejscowości ulic i adresów stanowi jeden z najistotniejszych rejestrów referencyjnych w kraju. Rozproszony sposób prowadzenia tego rejestru jest gwarantem powstawania informacji u źródła, ale z drugiej strony stawia wyzwania technologiczne i organizacyjne, które należy uwzględnić w skutecznym funkcjonowaniu tego rejestru w Polsce. Tym bardziej, że z biegiem czasu zainteresowanie adresem, a zwłaszcza jego lokalizacją przestrzenną wzrasta wprost proporcjonalnie do upowszechnienia systemów informacji przestrzennej oraz systemów nawigacji np. w ratownictwie medycznym, obronie cywilnej, czy działaniu instytucji państwowych oczekujących wysokiej dostępności tego rejestru do realizacji własnych celów. Bo trzeba pamiętać, że do adresu możemy przypisać różne informacje, a istniejąca przy adresie informacja przestrzenna o jego lokalizacji daje duże możliwości prezentacji graficznej i analiz przestrzennych związanych z danymi przypisanymi do adresów. Również świadomość społeczeństwa z roku na rok wzrasta, a wraz z nią rosną również oczekiwania natychmiastowej dostępności aktualnej informacji on-line, również z wykorzystaniem urządzeń mobilnych. Niniejsze opracowanie opisuje aktualny stan numeracji adresowej wraz ze wskazaniem wyzwań, problemów i barier do pokonania oraz podstawowych obszarów wykorzystania w zakresie działalności obywateli, funkcjonowania instytucji samorządowych i centralnych, a także nietypowych zastosowań, które kształtują się w miarę upowszechnienia numeracji adresowej jako podstawowego przestrzennego rejestru referencyjnego. Przedstawione wnioski opierają się o bogate doświadczenie autorów artykułu w obszarze praktycznego funkcjonowania numeracji adresowej, co wynika z wykonania w przeciągu kilku ostatnich lat przez firmę Geo-System Sp. z o.o. wdrożeń systemu do prowadzenia numeracji adresowej w ponad 1500 polskich gminach.

Słowa kluczowe: numeracja adresowa, EMUiA, SIP, GIS, nawigacja, administracja, punktyadresowe.pl

¹ Autor do korespondencji: Waldemar Izdebski, Politechnika Warszawska, Wydział Geodezji i Kartografii, pl. Politechniki 1, 00-661 Warszawa, tel. 22-234-7751, email: w.izdebski@gik.pw.edu.pl

² Malinowski Zbigniew, Geo-System Sp. z o.o., ul. Kubickiego 9 lok. 5, 02-954 Warszawa, tel. 22 847-35-80, email: malinowski@geo-system.com.pl

1. Opis stanu obecnego w zakresie numeracji adresowej

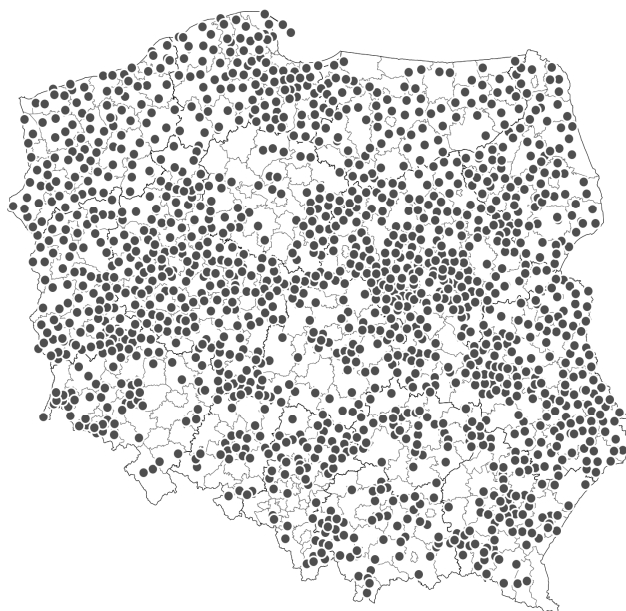
Wejście w życie ustawy o infrastrukturze informacji przestrzennej [1] wprowadziło szereg zmian w dotychczasowym postrzeganiu rejestrów publicznych, zwłaszcza w kontekście osadzenia ich w przestrzeni. Ustawa, poza treściami zasadniczymi, wprowadziła szereg zmian w ustawie prawo geodezyjne i kartograficzne [2], również w zakresie prowadzenia rejestru numeracji adresowej. Zgodnie z art. 4 ust. 1a ustawy pgik rejestr przyjął nazwę Ewidencja Miejscowości Ulic i Adresów, a rozporządzenie Ministra Administracji i Cyfryzacji w sprawie EMUiA [3] określiło tryb i zasady techniczne i organizacyjne jego prowadzenia. Ustawodawca nie uniknął niestety szeregu błędów, które wraz z propozycją rozwiązań zostały omówione w pozycji [4]. Dyrektywa INSPIRE i ustawa o IIP ugruntowały kierunek, w jakim od lat zmierzają rejestry przestrzenne. Dodatkowo dzięki dynamicznemu rozwojowi urzędów związanych z nawigacją i lokalizacją przestrzenną pojęcie adres w współczesnym społeczeństwie zyskało zupełnie nowe, praktyczne wykorzystanie. Adres przestał być kolejnym numerem w rejestrze, a dzięki przypisaniu mu lokalizacji przestrzennej przez współrzędne geograficzne (ϕ, λ), stał się bardzo pomocny w określaniu miejsca w przestrzeni, które chcemy zlokalizować lub do którego chcemy dotrzeć.

Referat niniejszy stanowi analizę obecnego stanu rzeczy w zakresie numeracji adresowej w Polsce, w kwestii faktycznego prowadzenia rejestrów adresowych w gminach, ich aktualności, zastosowanych rozwiązań technicznych, ale również potencjalnych problemów wynikających ze sposobu prowadzenia rejestru, jego rozproszenia, czynników ludzkich i wadliwych uregulowań prawnych. Opisane również zostaną potencjalne sposoby rozwiązania pojawiających się problemów oraz najistotniejsze oczekiwania wobec numeracji adresowej od obywateli i administracji zarówno samorządowej, jak też centralnej.

2. Prowadzenie numeracji adresowej na poziomie gminy

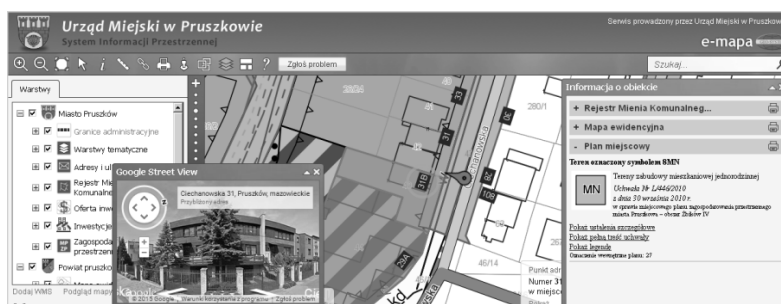
Obecnie 2478 gmin i miast realizuje zadania z zakresu samorządu gminnego, w tym m.in. obowiązek prowadzenia rejestru ewidencji miejscowości ulic i adresów zgodnie z art. 47a ustawy PGiK. Warto dodać, że rozporządzenie MAiC nakłada na gminy obowiązek prowadzenia tej ewidencji w formie elektronicznej już od 3 lutego 2013 r.

Firma Geo-System Sp. z o.o. zajmuje się informatyzacją rejestrów adresowych już ponad 10 lat posiadając obecnie już ponad 1500 wdrożeń. Działania te autorzy referatu realizowali dużo wcześniej niż uchwalono obecne zapisy prawne w tym zakresie.



Rys. 1. Gminy wykorzystujące system iMPA do prowadzenia rejestrów adresowych
 Fig. 1. Map of municipalities using iMPA software for address register

Dzięki tak imponującej liczbie wdrożeń firma dysponuje największym wachlarzem doświadczeń i znajomością specyfiki polskich gmin, gdyż z systemu korzystają jednostki od małych gmin po miasto stołeczne Warszawa. Każde wdrożenie obejmuje dostarczenie oprogramowania, pozyskanie danych z materiałów analogowych do bazy numerycznej, weryfikację z innymi rejestrami (więcej w rozdziale 4), szkolenie użytkowników oraz uruchomienie gminnego portalu mapowego dającego natychmiastowy dostęp dla wszystkich użytkowników Internetu do powstałego zbioru.



Rys. 2. Portal mapowy miasta Pruszków w technologii eGmina
 Fig. 2. Pruszków map portal using eGmina software

Niezależnie od portalu mapowego udostępniane są również usługi sieciowe wynikające z wymogów ustawy o IIP, które mogą być wykorzystane w innych portalach i systemach informatycznych.

Rozwiązując problem prowadzenia baz adresowych część gmin podjęło decyzję o przystąpieniu do projektu TERYT2 realizowanego ze środków unijnych przez Główny Urząd Geodezji i Kartografii. W ramach tego projektu zaplanowano opracowanie i bezpłatne udostępnienie aplikacji służącej do prowadzenia rejestru EMUiA. Jak się okazuje, większość samorządów pozostała na etapie podpisania porozumienia i nie korzysta w bieżącym funkcjonowaniu urzędu z tego narzędzia, mimo iż GUGiK przeprowadził kosztowne szkolenia z obsługi aplikacji, a nawet w ramach kolejnych wydatków opracował nową aplikację, gdy poprzednia okazała się mało funkcjonalna. Z perspektywy czasu można wskazać, że idea wytworzenia aplikacji, zaoferowania jej nieodpłatnie (choć podatek miał znaczny wkład w dotychczasowe wydatki związane z tym i powiązаныmi projektami) nie sprawdziła się. Przyczyny takiego stanu rzeczy należy szukać w organizacji prowadzenia tego rejestru w strukturze rozproszonej i niezależności samorządów szczebla gminnego od GGK.

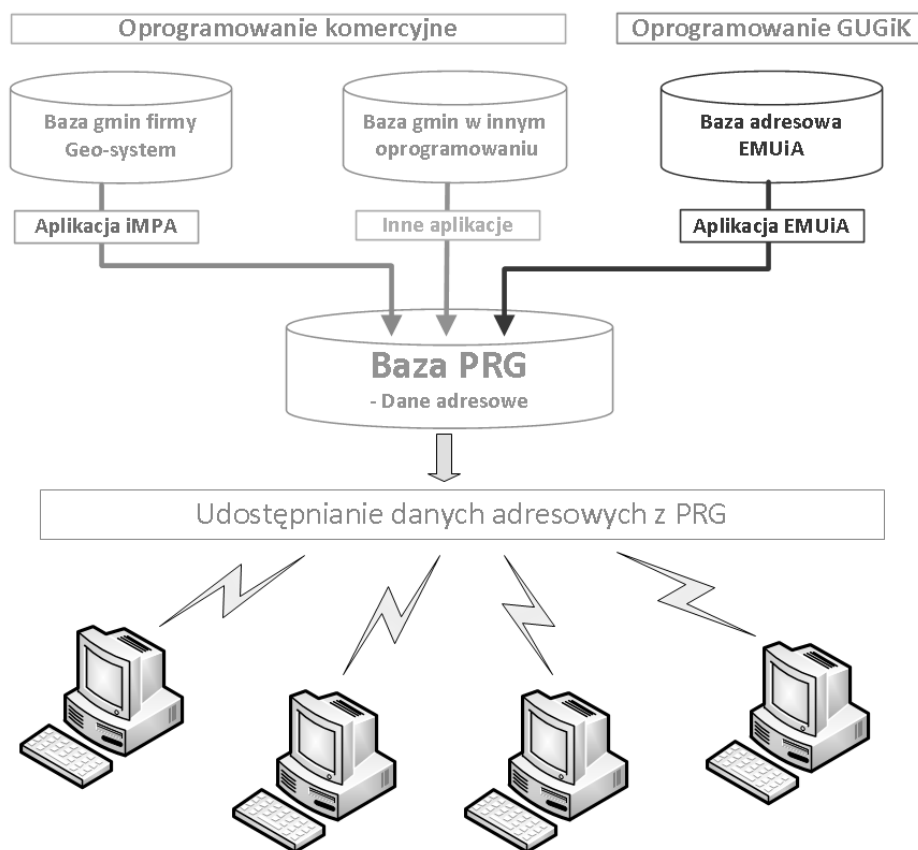
Oczywiście należy również podnieść wątpliwość, wielokrotnie wyrażaną w publicznej korespondencji przez Waldemara Izdebskiego, dotyczącą zasad równości i sprawiedliwości gospodarczej, gdyż nienaturalnym jest konkurowanie na rynku z firmami komercyjnymi podmiotu finansowanego z pieniędzy publicznych. Tym niemniej największym problemem prawidłowego i sprawnego funkcjonowania numeracji adresowej w Polsce jest doprowadzenie do sytuacji, w której faktycznie każdy samorząd, z zastosowaniem dowolnych narzędzi prowadzi i aktualizuje na bieżąco rejestr numerów porządkowych, tak, aby mógł on być włączony do Krajowej Infrastruktury Informacji Przestrzennej. Znacznie zwiększy to dostępność zasobu, a jednocześnie poszerzy grupę docelową podmiotów zainteresowanych informacją adresową.

3. Wyzwania i problemy oraz sposoby ich rozwiązania

Funkcjonowanie jakiegokolwiek rejestru o znaczeniu krajowym w strukturze rozproszonej na poziomie gminnym stanowi nie lada wyzwanie organizacyjne. Jest to niemal 2500 samorządnych jednostek, w każdej z nich tematyka adresów zajmuje się co najmniej jeden pracownik (w większych miastach niejednokrotnie jest to 2-4 osób). Ogromną pracą w takim układzie jest już zbudowanie relacji, w ramach których obieg informacji jest szybki i skuteczny, a zadania egzekwowlalne. Do tego dochodzi wsparcie dla władz gmin i budowanie świadomości tego, jak ważny stał się rejestr numeracji adresowej i dlaczego tak istotne jest, aby przykładać do jego funkcjonowania należyłą uwagę. Oczywiście na to nakłada się również rozwiązywanie problemów związanych z infrastrukturą sieciową lub sprzętową. Nagromadzenie tych czyn-

ników oraz mimowolnej różnorodności samorządów utrudnia ujednoczenie, a nawet w miarę skuteczne udostępnienie rejestru numeracji adresowej.

W zakresie integracji baz danych numeracji adresowej ustawodawca przewidział rozporządzeniem RM z dnia 10 stycznia 2012r. [5] funkcjonowanie Państwowego Rejestru Granic i Powierzchni Jednostek Podziałów Terytorialnych Kraju (w skrócie PRG), w ramach którego GUGiK centralnie gromadzi informacje o adresach aktualizowaną na podstawie baz gminnych dzięki wykorzystaniu usług sieciowych.



Rys. 3. Schemat zasilania i wykorzystania rejestru PRG [6]

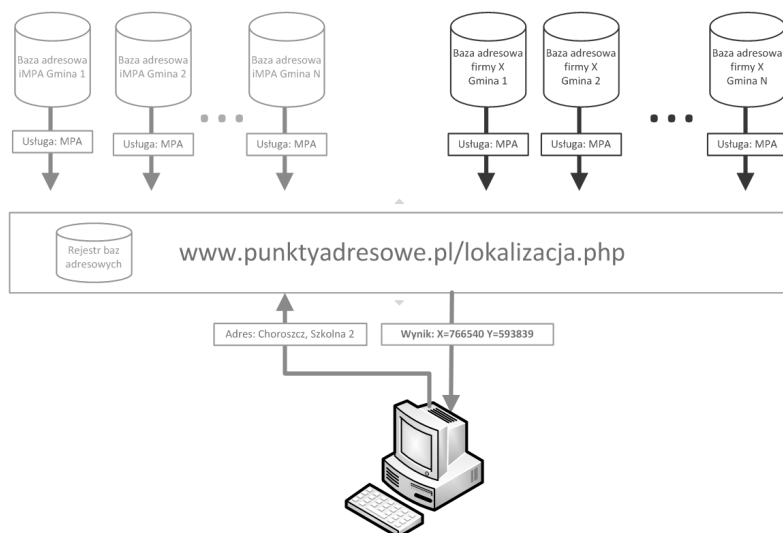
Fig. 3. Usage schema of PRG registry

Koncepcja wydaje się słuszna, gdyż ma gwarantować dostępność kompletnej numeracji adresowej w skali Polski na żądanie dowolnego wnioskodawcy. Jak zawsze jednak, z nieokreślonych przyczyn teoria rozminęła się z praktyką. Wytyczne i specyfikacja usług zasilania PRG dla systemów informatycznych zostały opracowane i przekazane twórcom oprogramowania na spotkaniu, które

GGK zorganizował w dniu 28.02.2013r. Jednak dopiero w połowie grudnia 2014r. usługa produkcyjna została faktycznie uruchomiona. Najprawdopodobniej gdyby nie to 20-miesięczne opóźnienie, na chwilę obecną wszystkie prowadzone w systemach teleinformatycznych bazy adresowe trafiłyby już do PRG, a nowopowstałe trafiły tam od razu po oddaniu do użytku. Tymczasem, przez pół roku funkcjonowania usługi zasilania PRG wielokrotnie występują awarie i przerwy techniczne. Firma Geo-System Sp. z o.o. za każdym razem zwraca się w korespondencji publicznej do zarządcy usługi PRG – Głównego Geodety Kraju z monitem, prośbą o reakcję i potraktowanie sprawy jako priorytetowej. Mimo zaistniałych trudności, wykorzystując działającą z przerwami usługę dotychczas zasilono niemal 600 kompletnych baz adresowych, co w obliczu ponad 1500 wdrożeń jest oczywiście liczbą niezadowalającą.

Taki stan usługi zasilania PRG ma wpływ na jakość i kompletność zbioru PRG w zakresie numeracji adresowej, a tym bardziej na jego aktualność. Dodatkowo kwestia sposobu udostępniania danych ze zbioru PRG w postaci aktualizowanych co jakiś czas paczek danych udostępnianych na stronie CODGiK (Centralny Ośrodek Dokumentacji Geodezyjnej i Kartograficznej) zamiast usługi sieciowej np. WFS (Web Feature Service) również ogranicza dostęp online do aktualnych danych.

Firma Geo-System Sp. z o.o. już w 2010 roku na potrzeby funkcjonowania dynamicznie rosnących zbiorów adresowych opracowała własną usługę ULA (usługa lokalizacji adresów), która została natychmiast doceniona nagrodą Innowacyjnej Usługi w konkursie Krajowych Liderów Innowacji i Rozwoju w 2010r. ULA bazuje na usługach sieciowych zwracających współrzędne dla wskazanego adresu. Co istotne usługa nie ogranicza się do funkcjonowania jedynie w ramach wdrożeń systemu iMPA, ale ma charakter otwarty i pozwala na włączenie baz adresowych prowadzonych w innych systemach. Jednocześnie może być wykorzystywana do podłączenia baz adresowych do narzędzi mapowych – zarówno portali internetowych, jak i oprogramowania typu desktop.

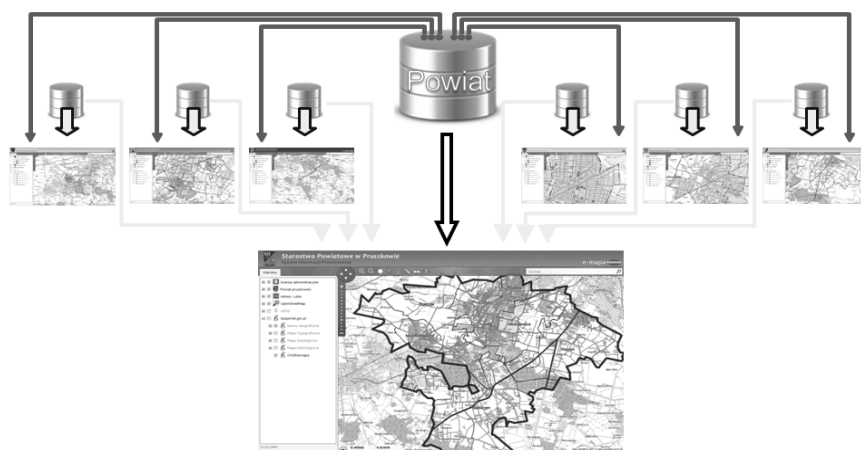


Rys. 4. Schemat funkcjonowania usługi ULA [8]

Fig. 4. Usage schema of ULA service

Usługa od początku funkcjonowania jest z powodzeniem wykorzystywana m.in. w powiatowych portalach mapowych, pozwalając tym samym na integrację danych adresowych bezpośrednio ze źródła ich pochodzenia.

Przywołując współpracę samorządów szczebla gminnego i powiatowego należy krótko przypomnieć o problemie niezadawalającej dostępności ewidencji gruntów i budynków, przynajmniej w zakresie publikacji informacji związanych z działkami i budynkami.



Rys. 5. Schemat współpracy pomiędzy powiatem a gminami [7]

Fig. 5. Cooperation schema including municipalities and district

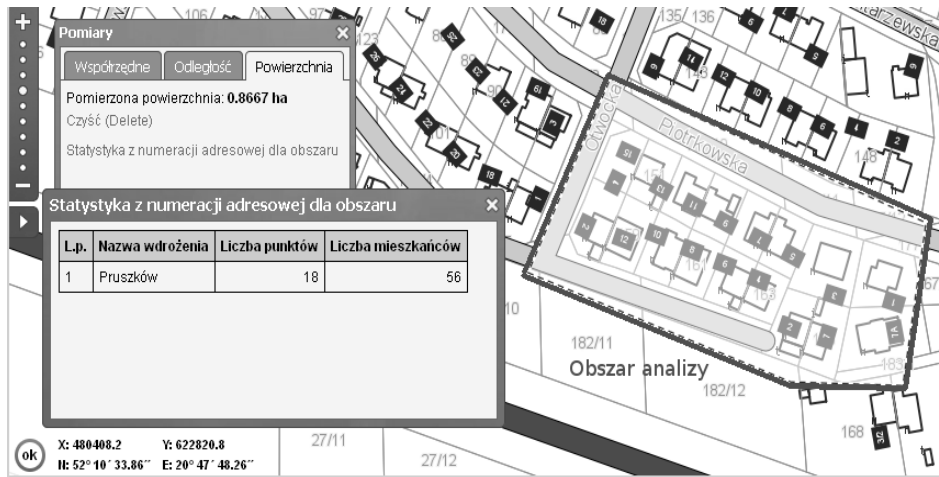
Na chwilę obecną nieco ponad 40% powiatów udostępnia usługi sieciowe które mogą i powinny być wykorzystane przez samorządy gminne m.in. do realizacji swoich zadań publicznych – prowadzenie numeracji adresowej, miejscowych planów zagospodarowania przestrzennego, bazy decyzji o warunkach zabudowy, czy rejestru mienia komunalnego [6].

4. Mechanizmy budowania jakości rejestru adresowego

Doświadczenie wdrożeniowe wyraźnie pokazuje, że największy wpływ na jakość i aktualność informacji adresowej ma, poza dokładną analizą materiału źródłowego, korelacja z innymi rejestrami publicznymi przechowującymi adresy lub bazującymi na adresach.

Weryfikacja bazy adresowej w oparciu o wykaz adresów używanych w ewidencji ludności jest działaniem znacznie zwiększającym wiarygodność danych. Przede wszystkim pozwala na wyeliminowanie braków dotyczących adresów używanych powszechnie przez mieszkańców gminy, którzy nie zgłosili się do pracownika gminy odpowiedzialnego za numerację adresową i nie otrzymali stosownego zawiadomienia o nadaniu adresu. Niejednokrotnie takie porównanie pozwala również na wyłapanie oczywistych błędów w rejestrze ewidencji ludności, dotyczących budynków wyburzonych czy osób błędnie zameldowanych.

Mechanizmy powiązania informacji o liczbie osób zameldowanych z adresem i jego lokalizacją przestrzenną otwierają nowe możliwości w wytwarzaniu nowej jakościowo informacji. Przede wszystkim użytkownik gminny uzyskuje proste narzędzie do przeprowadzania precyzyjnych analiz demograficznych odniesionych do adresu. Co istotniejsze, mechanizmy analiz są oparte o aktualny stan numeracji adresowej. Jednym ruchem myszy można uzyskać informację o liczbie zameldowanych osób dla wybranego obszaru bezpośrednio z mapy. Kontakty z użytkownikami oprogramowania wskazują na duże zainteresowanie tymi mechanizmami, nie tylko z punktu widzenia zarządzania gminą, ale również w zakresie obrony cywilnej.



Rys. 6. Przykład analizy demograficznej powiązanej z adresami

Fig. 6. Example of demographic analysis using addresses

Wraz z rosnącą świadomością społeczeństwa w zakresie systemów informacji przestrzennej obserwujemy tendencję, w której użytkownicy portalu mapowego posiadając wiedzę dotyczącą swojego najbliższego terenu bardzo szybko są w stanie wychwycić ewentualne błędy (np. dotyczące adresu swojego lub sąsiada) i chętnie zgłaszają je do urzędu prosząc o poprawienie nieścisłości. Jest to nieoceniona pomoc dla pracownika gminy, który nie ma szans wychwycić tego rodzaju rozbieżności bez wizyty w terenie. W celu ułatwienia tej komunikacji w portalu mapowym gminy udostępniono prostą funkcję **zgłoś problem**, pozwalającą przesłać informację opisową o błędzie wraz z lokalizacją przestrzenną wskazaną z użyciem mapy.



Rys. 7. Przycisk funkcji “zgłoś problem” w portalu mapowym Pruszkowa

Fig. 7. Illustration of typical “report a problem” function in eGmina system

5. Wykorzystanie numeracji adresowej przez obywateli, instytucje samorządowe i rządowe

Z punktu widzenia obywatela adres jest podstawowym narzędziem lokalizacji miejsca lub zdarzenia. Analiza statystyk wykorzystania poszczególnych mechanizmów szukania z funkcjonujących 1500 wdrożeń wykazuje, że 80% wszystkich wyszukiwań dotyczy ulicy i adresu. Działki ewidencyjne, lokalizacja MPZP (miejscowe plany zagospodarowania przestrzennego) na podstawie wykazu i szukanie obiektów zainteresowania (POI - points of interest) stanowi łącznie pozostałe 20%. Dlatego tak ważne jest posiadanie aktualnej warstwy numerów adresowych i ulic do prawidłowego funkcjonowania systemów informacji przestrzennej dowolnego szczebla. Bez możliwości odnalezienia miejsca po adresie każdy system niezależnie od poziomu skomplikowania i zawartości warstw informacyjnych oferuje jedynie ułamek swoich możliwości.

Ciągły wzrost sprzedaży urządzeń mobilnych typu smartfon czy tablet siłą rzeczy wytwarza w społeczeństwie śmiałość do wykorzystywania w codziennym życiu tych narzędzi, zwłaszcza jeśli one ułatwiają i przyspieszają uzyskanie wiarygodnej informacji. Również bazy adresowe za pośrednictwem gminnego portalu mapowego dostępne są online – wystarczy w teren zabrać urządzenie z dostępem do internetu. Obywatel może skorzystać z ogólnodostępnych mechanizmów szukania (analogicznie jak w portalu na komputery stacjonarne), ale również wykorzystując wbudowany GPS uzyskać swoją pozycję i wyświetlić ją na ekranie w kontekście pozostałych danych przestrzennych



Rys. 8. Portal mapowy na urządzeniu mobilnym (tablecie)

Fig. 8. Example of using eGmina map portal on mobile device

Użytkownicy zaawansowani systemu otrzymują dodatkowe mechanizmy rejestracji fotograficznej miejsc z automatycznym przypisaniem do funkcjonujących adresów. Może to być zdjęcie elewacji budynku, jak też zaewidencjonowanie pustostanu czy uszkodzonego ogrodzenia. Jak zawsze wykorzystanie narzędzi ograniczają jedynie czas i wyobraźnia.

Oczywiście potrzeba wykorzystania informacji adresowej w terenie nie jest jedynym odnotowanym i powtarzalnym wykorzystaniem rejestrów adresowych. Wspomniana wcześniej ewidencja ludności, poza umożliwieniem weryfikacji tego rejestru również zwrotnie czerpie informacje o nowo nadanych adresach. W gminach wykorzystujących system iMPA dobrą praktyką jest zameldowanie obywatela dopiero po potwierdzeniu funkcjonowania adresu przez pracownika odpowiedzialnego za numerację adresową. Udaje się w ten sposób uniknąć rozhermetyzowania wypracowanego porządku w ramach tych dwóch baz.

Kolejnym zastosowaniem numeracji adresowej jest powiązanie jej z zarządzaniem odpadami komunalnymi. Od wejścia w życie nowych przepisów dotyczących organizacji gospodarki komunalnej i odpadów gminy w znacznym stopniu unowocześniły ten obszar zarządzania gminą. Zakupiono specjalistyczne oprogramowanie, uporządkowano sprawy związane z ewidencjonowaniem sposobu odbierania odpadów. Ale powiązanie tych informacji z przestrzenią możliwe jest dopiero w oparciu o punkty adresowe - w tym zakresie firma Geo-System Sp. z o.o. podjęła szereg działań skutkujących opracowaniem mechanizmów integracji bazy adresowej z systemami różnych producentów. Zebrane deklaracje i umowy są powiązane z punktem adresowym i wyświetlane dla pracowników urzędu za pośrednictwem aplikacji eGmina.

Z punktu widzenia zarządzania państwem i poszczególnymi procesami punkt adresowy i jego lokalizacja są bardzo istotne. Potwierdza to chociażby działanie Urzędu Komunikacji Elektronicznej, który w okresie od stycznia do marca 2015r. intensywnie zabiegał w gminach o udostępnienie aktualnej numeracji adresowej. Było to konieczne ze względu na podjęte kroki zmierzające do wykorzystania jak największej puli środków unijnych na zwiększenie dostępności internetowych łączy szerokopasmowych w wielu obszarach Polski. Brak prowadzonej w systemie teleinformatycznym i udostępnianej na bieżąco numeracji porządkowej mógł dyskwalifikować gminy, a dokładnej mieszkańców obszarów nieuwzględnionych w dotychczasowej infrastrukturze sieciowej.

Drugim aktualnym tematem jest problem z funkcjonowaniem Centrum Powiadamiania Ratunkowego (nr 112), które, zgodnie z monitem rozesłanym w czerwcu 2015r. przez Sekretarza Stanu MAiC Stanisława Huskowskiego do wojewodów, działa w oparciu o Uniwersalny Moduł Mapowy. W zakresie lokalizacji przestrzennej bazuje na rejestrze PRG. Wymienione w rozdziale 3 uwagi do funkcjonowania rejestru PRG mają potwierdzenie w praktyce. Mając na względzie problemy z samym mechanizmem zasilania PRG oraz bardzo niskim faktycznym wykorzystaniem przez gminy aplikacji GUGiK-EMUiA można jedynie wyobrazić sobie ogrom błędów nieścisłości i braków dotyczących

adresów w narzędziach nawigacyjnych dla służb ratowniczych. Pewnym pocieszeniem może być fakt, że sprawy te nie dotyczą ponad 60% gmin w Polsce, które korzystają z aplikacji internetowej Manager Punktów Adresowych.

6. Wnioski

Podstawowym wnioskiem z przeprowadzonej analizy może być stwierdzenie: jest dobrze, ale może być lepiej. Ocena stanu prowadzenia numeracji adresowej, bazując na 1500 wdrożeniach systemu iMPA w Polsce oraz analiza kontaktów z użytkownikami aplikacji GUGiK-EMUiA pokazuje, że z jednej strony prowadzenie rejestru na poziomie gminnych w strukturze rozproszonej stanowi wyzwanie technologiczne i organizacyjne, ale jednocześnie spełnia podstawowe oczekiwania dostępu do informacji u źródła.

Niewątpliwie budowa baz adresowych w całej Polsce mogła być już zakończona, gdyby nie realizacja projektów GGK podporządkowanych wydatkowaniu środków unijnych i skupionych na oczekiwaniach władzy centralnej. Z perspektywy czasu widać, że próby zaangażowania się GUGiK w kwestie prowadzenia numeracji adresowej przyniosły paradoksalnie szkody w postaci obojętności wielu gmin w zakresie prowadzenia tego rejestru. Ponadto w odczuciu autorów wiele jednostek zamiast podjąć działania przyjęło postawę oczekiwania na efekty – w większości przypadków znacznie opóźnione - prowadzonych projektów, które niejednokrotnie nie są w stanie zaspokoić rosnących oczekiwań samorządów.

Należy przede wszystkim dalej budować w samorządach i u potencjalnych beneficjentów świadomość roli i ważności rejestru numeracji porządkowej. Tylko dzięki temu możliwe będzie doprowadzenie do końca procesu budowy baz adresowych prowadzonych na bieżąco z wykorzystaniem systemów teleinformatycznych.

W obliczu mnogości dofinansowanych z UE projektów realizowanych przez marszałków województw czy Głównego Geodetę Kraju należy zaapelować, aby nie przedkładano partykularnego interesu w promocji własnych działań nad potrzebę wsparcia merytorycznego samorządów gminnych w zakresie prowadzenia rejestrów referencyjnych, zwłaszcza numeracji adresowej. W ocenie autorów konieczne jest skupienie się na faktycznych i realnych efektach ewentualnych projektów zamiast na wskaźnikach, które niejednokrotnie są założone bez głębszej analizy i w efekcie determinują machinalne, nieprzemyślane działanie.

Literatura

- [1] Ustawa o infrastrukturze informacji przestrzennej z dnia 4 marca 2010r. (Dz.U. z 2010r. nr 76 poz. 489)
- [2] Ustawa prawo geodezyjne i kartograficzne z dnia 17 maja 1989r. (Dz.U. z 2015 poz. 520)
- [3] Rozporządzenie Ministra Administracji i Cyfryzacji w sprawie ewidencji miejscowości ulic i adresów z dnia 2 lutego 2012r. (Dz.U. z 2012r. nr 23 poz. 125)
- [4] Izdebski W., Malinowski Z., Jak naprawić EMUiA, Magazyn Geoinformacyjny GEODETA, nr 5 (216), 2013, s. 24-28
- [5] Rozporządzenie Rady Ministrów w sprawie państwowego rejestru granic i powierzchni jednostek podziałów terytorialnych kraju z dnia 10 stycznia 2012 (Dz.U. z 2012r. poz 199)
- [6] Izdebski W., Dobre praktyki udziału gmin i powiatów w tworzeniu infrastruktury danych przestrzennych w Polsce, www.izdebski.edu.pl, Warszawa 2014
- [7] Izdebski W., Koncepcja i wdrożenia technologii GEO-MAP, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 2013
- [8] Izdebski W., Firmy razem mogą więcej, Magazyn Geoinformacyjny GEODETA, nr 2 (225), 2014, s. 14-18

ORGANIZATION AND USAGE ANALYSIS OF ADDRESS REGISTER AND ITS VALUE FOR SOCIETY AND GOVERNMENT

Summary

Places, Streets and Addresses Register is one of the most important reference records in the country. Distributed maintenance of the register is a guarantee of the emergence of information at its source, but on the other hand, puts the technological and organizational challenges that must be considered in the effective functioning of the registry in Poland. The more important - over time the interest in the address, especially its spatial location, increases in direct proportion to the popularization of GIS and GPS navigation, e.g. in emergency medical services, civil defense or in operations of many state institutions expecting a high-availability of the register for their own purposes. Public awareness in similar fashion increases year-on-year and with it grow the expectations of immediate availability of updated information on-line, also on mobile devices. This paper organizes and describes the current state of the address register with the indication of the challenges, issues and barriers to overcome and the basic areas of use in respect of the citizen activities, the functioning of central and local government authorities, and unusual uses that are formed over time as the dissemination of the address register as a basic spatial reference register, standing at least on a par with the land and buildings register. The proposals are based on extensive experience in the area of the practical functioning of the address register as result of the implementation of internetowy Manager Punktów Adresowych (Internet Address Point Manager) services in over 1,500 municipalities in Poland in the last few years by the Geo-System Sp.z o.o.

Keywords: address, registry, EMUiA, GIS, navigation, map portal, administration, www.punktyadresowe.pl

Przesłano do redakcji: 10.08.2015

Przyjęto do druku: 10.01.2016

DOI: 10.7862/rb.2015.184

Joanna JANICKA¹
Wioleta BŁASZCZAK-BĄK²
Anna SOBIERAJ³

PORÓWNANIE POMIARÓW Z INWENTARYZACJI LINII WYSOKIEGO NAPIĘCIA ZA POMOCĄ LOTNICZEGO SKANINGU LASEROWEGO ORAZ TACHIMETRII

Inwentaryzację linii energetycznych można przeprowadzić korzystając ze wsparcia lotniczego skaningu laserowego oraz innych technologii takich jak metody klasyczne czy GPS. Metody te wymagają innego nakładu finansowego, sprzętu i liczby osób opracowujących dane. W pracy porównano wyniki pomiarów inwentaryzacji linii elektroenergetycznych wysokiego napięcia 110 kV relacji Modzyszyn-Tczew.

Słowa kluczowe: skaningu laserowy, technologia GPS, tachimetria, inwentaryzacja linii elektroenergetycznych

1. Wprowadzenie

Głównym, nadrzędnym celem inwentaryzacji linii elektroenergetycznych jest poprawa bezpieczeństwa energetycznej sieci oraz zwiększenie efektywności ekonomicznej inwentaryzacji. Opracowano wiele metod monitoringu linii napowietrznych, wśród nich można wyróżnić monitoring naciągu i zwisu przewodów, a także monitoring stanu elementów konstrukcyjnych przewodów i słupów [6], [7]. Monitoring może polegać na wykonywaniu inwentaryzacji sieci elektrycznych w określonych w przepisach odstępach czasowych.

¹ Autor do korespondencji: Joanna Janicka Instytut Geodezji, UWM Olsztyn ul. Oczapowskiego 1, 89 523-42-04, joannasuwm@gmail.com

² Wioleta Błaszczak-Bąk Instytut Geodezji, UWM Olsztyn ul. Oczapowskiego 1, wioleta.blaszczak@uwm.edu.pl

³ Anna Sobieraj, Katedra Geodezji, Politechnika Gdańska, anna.sobieraj@wilis.pg.gda.pl

Inwentaryzacja ma na celu [1]:

- pomiar odkształceń słupów (w tym pylonów) energetycznych,
- ocenę postępu deformacji morfologicznych terenu w okolicy linii energetycznej w celu określenia ich wpływu na przyszłe odkształcenia instalacji,
- określenie naciągu oraz ryzyka zerwania kabli energetycznych na podstawie oceny zwiśu,
- badanie ekspansji pokrywy roślinnej w celu zapobiegania ewentualnym kolizjom z liniami energetycznymi,
- planowanie miejsc budowy nowych linii energetycznych.

Inwentaryzację można wykonać przy wykorzystaniu zaawansowanych technologii pomiarowych takich jak LiDAR (LightDetection and Ranging), GPS (Global Positioning System) lub metod klasycznych. Do inwentaryzacji można wykorzystać zarówno technologię lotniczego skaningu laserowego (Airborne Laser Scanning, ALS) jak również naziemnego skaningu laserowego (Terrestrial Laser Scanning, TLS). W literaturze można spotkać się z wieloma opracowaniami na ten temat np. [3], [4], [5]. W pracy zaprezentowano i porównano wyniki przeprowadzonej inwentaryzacji metodami ALS i GPS.

2. Pomiary inwentaryzacyjne z wykorzystaniem technologii ALS, GPS oraz tachimetrii

Inwentaryzację linii energetycznych można wykonać wykorzystując między innymi technologię GPS RTK. W oparciu o dotychczasowe doświadczenia można stwierdzić, że metoda ta posiada wiele zalet, między innymi:

- dużą dokładność pomiaru sytuacyjnego (wykorzystując zestaw GPS można uzyskać dokładność do 10 cm. W przypadku linii zlokalizowanych na terenach wiejskich, jest to dokładność w wielu wypadkach przewyższająca dokładność komputerowych map.),
- pomiar linii energetycznych może odbywać się z jednoczesną wizją terenową, co ma wpływ na wiarygodność danych, a także dokładnie określa stan sieci i temperaturę otoczenia w momencie jej pomiaru),
- łatwość pomiaru,
- dużą wydajność (zastosowanie pojedynczego zestawu GPS pozwala w ciągu roku zinwentaryzować ponad 300 km linii niskiego napięcia.),
- niski koszt pomiarów (przystępna cena instrumentu, a także pomiar z jednoczesną wizją terenową obniżają koszt wykonywanej usługi).

Inną technologią możliwą do zastosowania w pomiarach inwentaryzacyjnych napowietrznych sieci energetycznych jest lotniczy skaningu laserowy (ALS). Technologia ta ma wiele istotnych zalet, które sprawiają, że ALS wykorzystywany jest do pomiaru linii energetycznych. Można wśród nich wyróżnić następujące elementy:

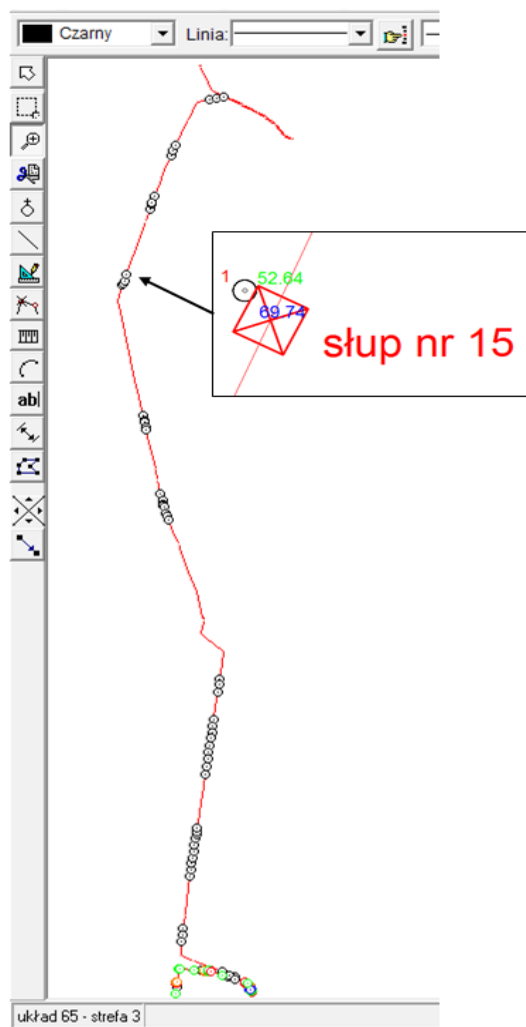
- pomiar jest całkowicie niezależny od warunków oświetleniowych,
- pomiar jest możliwy nawet przy pełnym zachmurzeniu, o ile podstawa chmur jest wyższa od wysokości lotu. Tylko silny deszcz i mgła, tj. warunki ograniczające penetrację promienia laserowego, stanowią przeszkodę. Oznacza to, że w naszych warunkach klimatycznych prawie połowa dni w roku nadaje się do wykonywania pomiarów,
- możliwość przenikania przez warstwę roślinności. Przy dużej gęstości próbkowania jest stosunkowo łatwo (na etapie obróbki danych) odróżnić i wyeliminować odbicia od koron drzew od odbić od gruntu. Właściwość ta czyni technologię skaningu laserowego przydatną na obszarach zalesionych, a tam przecież często biegną linie energetyczne,
- inwentaryzację połączoną z inspekcją linii elektroenergetycznych wykonujemy podczas jednego oblotu. Pozwala to w krótkim czasie pozyskać wyniki pomiarów.

Pomimo wielu zalet metoda ta ma jednak pewne wady. Po pierwsze trudniej jest jednak niż w przypadku GPS opracować dane z uwagi na ich ogromną ilość oraz stosunkowo wysoki koszt samej aparatury i usługi.

3. Charakterystyka obiektu

W celu przeprowadzenia badań i analiz wykorzystano wyniki z pomiaru linii energetycznych wysokiego napięcia 110 kV relacji GPZ (Główny Punkt Zasilania) Modzyszyn-Tczew udostępnione przez firmę Energa S.A. Pomiarzy wykonała firma GEO-BAK Usługi Geodezyjno-Kartograficzne. W pomiarach uczestniczyli również autorzy publikacji. Do wykonania pomiarów wykorzystano sprzęt GPS Leica Viva Net-Rover o dokładności pomiarów poziomych do ± 5 cm oraz wysokościowych do ± 10 cm. Pomiar wykonywano z wykorzystaniem strumienia poprawek ze stacji referencyjnych ASG EUPOS. Natomiast pomiary ALS wykonała firma Visimind.

Na rys. 1 zaprezentowano przebieg inwentaryzowanej linii.



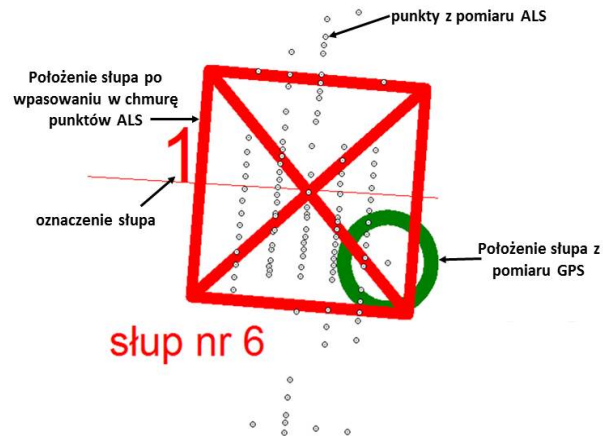
Rys. 1. Przebieg linii energetycznej wysokiego napięcia pomierzonej techniką ALS i GPS.

Fig. 1. The course of high-voltage power line measured using ALS and GPS technology.

4. Badania

Przedmiotem badań jest zaprezentowanie wyników pomiaru słupów energetycznych, których położenie sytuacyjne określano z zastosowaniem technologii lotniczego skaningu laserowego oraz wyników otrzymanych przy zastosowaniu metody GPS RTK oraz wyników pomiarów wysokościowych uzyskanych ze skaningu lotniczego i z pomiaru klasycznego z wykorzystaniem dalmierza.

Na rys. 2 przedstawiono fragment wyników pomiaru dwoma metodami.



Rys. 2. Wyniki pomiarów słupa energetycznego wykonanych technologią ALS i GPS

Fig. 2. The powerline pole measured using GPS technology ALS



Rys. 3. Przykład fundamentu słupa energetycznego wysokiego napięcia 110 kV

Fig. 3 Example of the Energy pole basement.

Wynikiem pomiaru słupów linii energetycznych z wykorzystaniem ALS jest zbiór punktów. Zbiór tworzony jest po wykonanej klasyfikacji chmury punktów. Należy podkreślić, że każdy słup reprezentowany jest przez inny układ różnej liczby punktów. Spośród nich wybierany jest jeden punkt, który będzie reprezentował słup. W niniejszej publikacji jest to punkt wybrany metodą wyznaczenia środka ciężkości figury, którą definiują skrajne punkty należące do słupa.

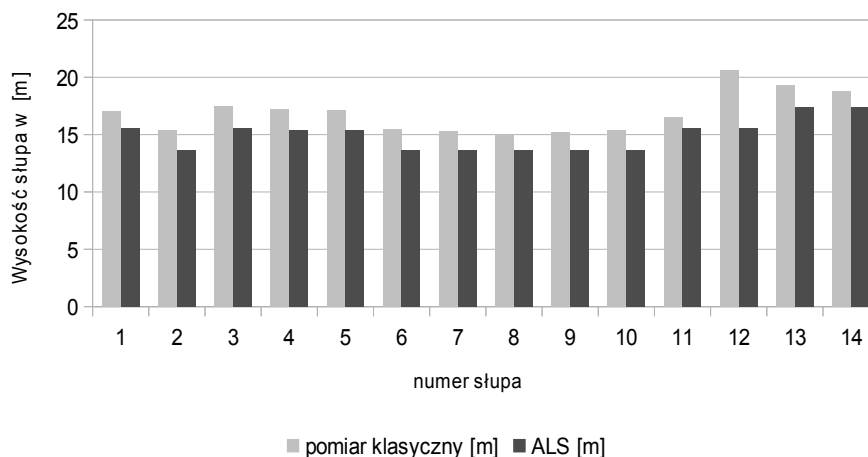
Wynikiem pomiaru GPS jest jeden punkt terenowy. Biorąc pod uwagę konstrukcję słupa pomiar GPS RTK wykonywany był przy słupie. Zastosowanie dwóch różnych metod pomiaru daje nam wyniki w postaci dwóch różnych punktów, które mogą reprezentować słup. Należy tu podkreślić, że do celów inwentaryzacji linii wysokiego napięcia określenie położenia (sytuacyjnego) słupa może być wykonane z dokładnością nawet do 1m, ponieważ celem inwentaryzacji jest sprawdzenie stanu technicznego słupa, a nie jego bardzo dokładna lokalizacja, co jest istotne np. w procesie tworzenia mapy sytuacyjno-wysokościowej do celów projektowych. Inwentaryzacja linii powinna obejmować min. pomiar wysokości słupów, długości przęseł oraz zwisów przewodów.

W pracy porównywana będzie wysokość słupów wyznaczona dwiema metodami pomiaru rozumiana jako odległość pomiędzy rzędną terenu, a rzędną pierwszego izolatora na słupie.

Pomiary przeprowadzone na linii wysokiego napięcia pomiędzy Modzysznem, a Tczewem pozwoliły porównać otrzymane wysokości słupów. Do analiz wybrano fragmenty pomiaru: Polmo-Subkowy, Subkowy-Lignowy i Lignowy-Majewo. Na odcinku Polmo-Subkowy znajdują się 54 słupy energetyczne. Wszystkie z nich pomierzono z wykorzystaniem lotniczego skaningu laserowego, natomiast 12 słupów pomierzono klasycznie.

Wyznaczone wartości wysokości słupów na odcinku Polmo-Subkowy z obu metod pomiaru, a także różnice wysokości zestawiono w tabeli 1. Następnie różnice te zobrazowane zostały na rys. 4.

Wysokości słupów na odcinku Polmo-Subkowy



Rys. 4. Wykres wysokości słupów na odcinku Polmo-Subkowy.

Fig. 4. The heights of the powerline poles (section Polmo-Subkowy).

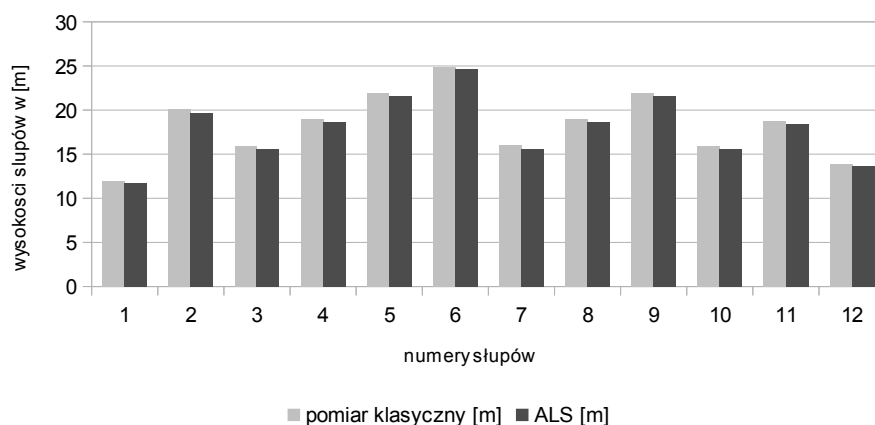
Tabela 1: Wysokości słupów linii elektroenergetycznych (odcinek Polmo-Subkowy)

Table 1: The heights of the powerline poles (section Polmo-Subkowy).

Wysokość słupa linii elektroenergetycznej			
nr słupa	Pomiar klasyczny [m]	ALS [m]	różnica [m]
1	16,00	15,60	0,40
2	13,90	13,60	0,30
3	16,00	15,60	0,40
4	15,80	15,40	0,40
5	15,72	15,40	0,32
6	13,96	13,60	0,36
7	14,00	13,60	0,40
8	14,00	13,60	0,40
9	13,95	13,60	0,35
10	14,00	13,60	0,40
11	16,04	15,60	0,44
12	15,90	15,60	0,30
13	17,80	17,40	0,40
14	17,80	17,40	0,40

Na podstawie rys. 4 i tabeli 1 można zaobserwować, że otrzymane różnice wysokości pomiędzy wynikami otrzymanymi na podstawie pomiarów klasycznych i ALS są rzędu około 0,2-0,4 m. Różnice, które występują w dość systematyczny sposób pomiędzy wyznaczonymi wysokościami mogą wynikać z nieuwzględnienia wysokości fundamentów (rys 3), na których posadowione są słupy energetyczne. Skanowanie lotnicze obejmuje szerszy obszar, z którego wybierane są punkty reprezentujące słup energetyczny. Podczas pomiarów klasycznych wybierany jest konkretny punkt, a sygnał na który wykonywany jest pomiar stoi zazwyczaj przy samym słupie, a zatem na fundamencie. W tabeli 2 przedstawiono wysokości słupów energetycznych z pomiaru wykonanego na odcinku Subkowy-Lignowy. Następnie zobrazowano je na rys. 5. Fragment ten obejmował 34 słupy, spośród których tylko dla 12 możliwy był pomiar.

Wysokości słupów na odcinku Subkowy-Lignowy



Rys. 5. Wykres wysokości słupów na odcinku Subkowy-Lignowy

Fig. 5. The heights of the powerline poles (section Subkowy-Lignowy).

Tabela 2: Wysokości słupów energetycznych (odcinek Subkowy-Lignowy).

Table 2 The heights of the powerline poles (section Subkowy-Lignowy).

Wysokość słupa linii elektroenergetycznej			
nr słupa	Pomiar klasyczny [m]	ALS [m]	różnica [m]
1	12,00	11,70	0,30
2	20,10	19,70	0,40
3	15,95	15,60	0,35
4	18,93	18,60	0,33
5	21,90	21,60	0,30
6	24,90	24,60	0,30
7	16,00	15,60	0,40
8	19,00	18,60	0,40
9	21,95	21,60	0,35
10	15,90	15,60	0,30
11	18,77	18,40	0,37
12	13,90	13,60	0,30

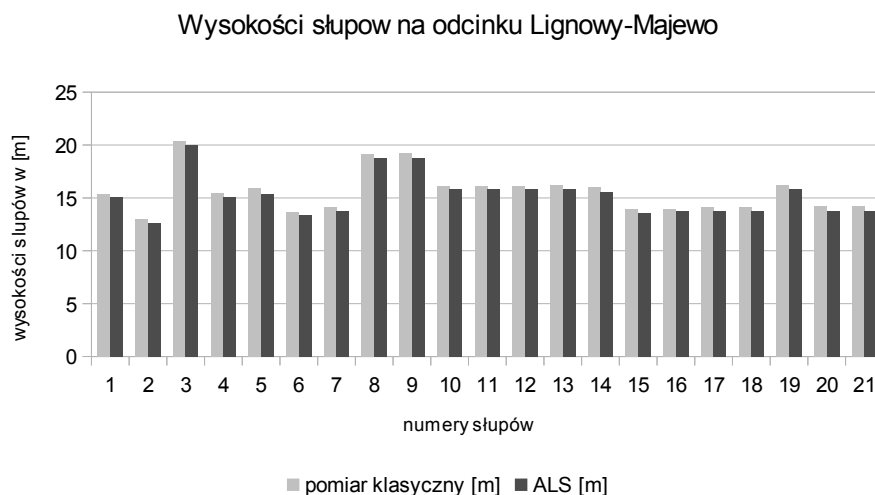
Analizując rys. 5 i tabelę 2 można stwierdzić, że na tym fragmencie podanym inwentaryzacji również otrzymano różnice około 0,3-0,7 m. Ostatnim fragmentem, na którym wykonano pomiary klasyczne i ALS był odcinek Li-

gnowy - Majewo. Fragment ten obejmował 56 słupów, z których pomiarem klasycznym objętych zostało 21 słupów. W tabeli 3 zaprezentowano wyniki z obliczonymi wysokościami słupów, a na rys. 6 zobrazowano różnice między otrzymanymi wysokościami słupów.

Tabela 3: Wysokości słupów energetycznych (odcinek Lignowy-Majewo).

Table 3: The heights of the powerline poles (section Lignowy-Majewo).

Wysokość słupa linii elektroenergetycznej			
nr słupa	Pomiar klasyczny [m]	ALS [m]	różnica [m]
1	15,35	15,10	0,25
2	12,97	12,60	0,37
3	20,35	20,00	0,35
4	15,46	15,10	0,36
5	15,89	15,40	0,49
6	13,65	13,40	0,25
7	14,17	13,80	0,37
8	19,15	18,80	0,35
9	19,20	18,80	0,40
10	16,10	15,80	0,30
11	16,10	15,80	0,30
12	16,10	15,80	0,30
13	16,23	15,80	0,43
14	16,00	15,60	0,40
15	13,98	13,60	0,38
16	13,95	13,80	0,15
17	14,15	13,80	0,35
18	14,15	13,80	0,35
19	16,20	15,80	0,40
20	14,20	13,80	0,40
21	14,20	13,80	0,40



Rys. 6. Wykres wysokości słupów na odcinku Lignowy-Majewo.

Fig. 6. The heights of the powerline poles (section Lignowy-Majewo)

Na odcinku Lignowy-Majewo można zauważyć, że sytuacja powtarza się. Otrzymane wyniki z obu metod różnią się o około 0,15 do 0,70 m.

5. Wnioski

Analizując wyniki zawarte w tabeli 1, tabeli 2 i tabeli 3 zaobserwowano, że wysokości słupów otrzymane z pomiarów klasycznych i ALS różnią się. Zaprezentowane wyniki porównania pomiaru ALS z pomiarem klasycznym pokazują rozbieżności w dokładności wyznaczenia wysokości słupów w obu metodach. Różnice mogą wynikać między innymi z następujących faktów:

1. Pomiar klasyczny jest wykonywany obok słupa, a z pomiaru ALS wybierany jest jeden punkt, który reprezentuje środek słupa.
2. Błędy wynikające z klasyfikacji chmury punktów. Punkty obrazujące słup wybierane są na podstawie algorytmów automatycznej klasyfikacji, następnie przeprowadzana jest klasyfikacja manualna.
3. Wysokość posadowienia słupa w metodzie ALS wyznaczana jest na podstawie punktów klasyfikowanych jako terenowe. U podstawy słupów rośnie zazwyczaj roślinność. Zakrzaczenia śródpolne i przydrożne i wysoka trawa mogą powodować błędne wyznaczenie rzędnej terenowej.
4. Błędy wynikające z metody identyfikacji jednego punktu z chmury punktów obrazujących słup.

5. Nie ma pewności, że wybrany punkt reprezentujący słup energetyczny z pomiaru ALS ma pomierzoną wysokość do pierwszego przęsła. W metodzie klasycznej pomiar wykonuje się do pierwszego izolatora. W trakcie pomiaru linii energetycznych ważna jest temperatura powietrza, natężenie prądu płynącego w przewodach. Ma to wpływ na strzałkę ugięcia przewodu i może powodować duże różnice w pomiarze wysokości do przęsła.

Obie technologie pomiarowe mogą być wykorzystywane do inwentaryzacji linii energetycznych. ALS jest pomiarem szybszym i tańszym w przypadku dużego obszaru opracowania. ALS szybko pozyskuje dane pomiarowe, ale jest kłopot z opracowaniem dużych zbiorów danych, dlatego przetwarzanie tych danych jest bardzo czasochłonne, wymaga odpowiedniego, drogiego oprogramowania i wielu osób opracowujących pomiar. W podejściu klasycznym jest odwrotnie. Dużo czasu i pracy potrzebne jest do wykonania samego pomiaru, natomiast krótszy jest czas i mniej pracochłonne jest opracowanie danych. Ze względu na dokładność lepszy jest pomiar klasyczny. Dlatego przeważnie przyjmuje się, że pomiar ALS wykonywany jest na całym obszarze opracowania, natomiast pomiar klasyczny z wykorzystaniem tachimetru wykonuje się kontrolnie na wybranych słupach, a także w miejscach gdzie linia energetyczna: przebiega nad wodą (problem z wyznaczeniem przebiegu przęsła), lasem (problem z określeniem wysokości terenowych i odległości przęsła do terenu). Podstawą do podejmowania decyzji odnośnie zakresu modernizacji/przebudowy linii elektroenergetycznych lub ich poszczególnych elementów jest audyt. Dla tych celów zalecana/wymagana jest dokładność znacznie wyższa niż otrzymana w wyniku pomiaru prezentowanymi metodami. Zatem, jeżeli w wyniku inwentaryzacji wykonanej za pomocą technologii ALS okaże się, że linia elektroenergetyczna wymaga dokładniejszych analiz wówczas cała trasa przebiegu linii powinna być pomierzona metodami klasycznymi.

Literatura

- [1] Bartodziej G., Tomaszewski M.: Polityka energetyczna i bezpieczeństwo energetyczne, Wydawnictwo Federacji Stowarzyszeń Naukow-Technicznych Energetyka i Środowisko, 2008.
- [2] Baltsavias E.P.: Airborne laser scanning: basic relations and formulas, ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing, tom. 54, wydanie 2-3, 1999, s. 199-214 Wydanie II. Warszawa.
- [3] Graniczny M., Kamiński M., Piątkowska A., Surała M.: Wykorzystanie lotniczego skaningu laserowego do inwentaryzacji i monitoringu osuwiska w rejonie Łańcicy (gmina Lanckorona), Pogórze Wielickie, Karpaty zewnętrzne. Przegląd Geologiczny, vol. 60, nr 2, 2012.

- [4] Jwa Y., Sohn G., Kim H. B.: Automatic 3D power line reconstruction using Airborne Laser Scanning. Laser scanning 2009, IAPRS, Vol. XXXVIII, Part 3/W8 , 2009, Paris, France, September 1-2.
- [5] Pfeifer N, Höfle B, Briese C, Rutzinger M, Haring A.: Analysis of the backscattered energy in terrestrial laser scanning data. International Archives of Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences vol 37 (Part B5), p.1363–1368, 2008.
- [6] Tomaszewski M., Krawiec M.: Przegląd wybranych metod monitoringu napowietrznych linii elektroenergetycznych, 2012
- [7] Zator S., Michalski P.: Możliwości wykorzystania naziemnego skaningu laserowego w diagnostyce linii energetycznych, 2012

THE COMPARISON OF MEASUREMENTS HIGH VOLTAGE POWER LINES WITH AIRBORNE LASER SCANNING AIR AND TACHOMETRY

S u m m a r y

The inventory of power lines can be performed using technology ALS and another technologies such as classical methods or GPS. These methods require a different financial effort, equipment and the number of people developing the data. The study compared the results of measurements of inventory of the high voltage power line between two objects Modzyszyn and Tczew.

Keywords: inventory, power lines, ALS, tachometry

Przesłano do redakcji: 30.05.2015

Przyjęto do druku: 10.01.2016

DOI: 10.7862/rb.2015.185

Joanna JANICKA¹
Sławomir CELLMER²

ZASTOSOWANIE NIESTANDARDOWEGO KRYTERIUM OPTYMALIZACJI W TRANSFORMACJI HELMERTA PRZY PRZELICZANIU WSPÓLRZĘDNYCH

Podczas wykonywania transformacji zdarzają się sytuacje, gdy niektóre współrzędne punktów dostosowania wykazują cechy obserwacji odstających. Konsekwencją wykorzystania takich punktów do wyznaczenia parametrów transformacji, są następnie zbyt duże wartości poprawek do współrzędnych punktów łącznych. Eliminacja punktów, których poprawki przekraczają dopuszczalne wartości w pewnych przypadkach może całkowicie uniemożliwić wykonanie zadania. Rozwiązaniem tego typu problemu może być implementacja kryterium minimalizacji sumy czwartych potęg przesunięć współrzędnych punktów dostosowania w procesie transformacji. W proponowanej metodzie uzyskuje się mniejszą niż w przypadku kryterium najmniejszych kwadratów odchyłkę maksymalną na punktach dostosowania. Własność ta może być szczególnie pożądana w przypadku, gdy mamy do czynienia z małą liczbą punktów dostosowania. W artykule przedstawiono podstawy teoretyczne metody, opisano technikę zapewnienia zbieżności procesu iteracyjnego oraz przedstawiono wyniki przeprowadzonych testów.

Słowa kluczowe: transformacja współrzędnych, punkty łączne, metoda sumy czwartych potęg, metoda najmniejszych kwadratów

1. Wstęp

Wykonując transformację współrzędnych pomiędzy dwoma układami zdarza się, że część współrzędnych punktów łącznych zawiera różnego rodzaju błędy, które pojawiły się np. w bazie danych z bliżej nie określonych powodów (czynności manualnych) lub w wyniku nowego pomiaru, w sytuacji gdy znak punktu został przemieszczony lub uszkodzony. Sposobem rozwiązania tego

¹ Autor do korespondencji: Joanna Janicka: Instytut Geodezji, Olsztyn ul. Oczapowskiego 1, 89 523-42-04, joannasuwm@gmail.com

² Sławomir Cellmer: Instytut Geodezji, Olsztyn ul. Oczapowskiego 1, 89 523-42-04, slawomir.cellmer@gmail.com

typu problemu jest zastosowanie odpornej na błędy grube estymacji. Wówczas w procesie wyznaczania parametrów transformacji wprowadza się dowolną funkcję wagową, której zadaniem jest zidentyfikowanie obserwacji odstających, a następnie poprzez odpowiednie wagowanie zmniejszenie ich wpływu na wyznaczone parametry transformacji. W literaturze występuje wiele różnych metod, które mogą być wykorzystane w tym celu, np. wszelkie metody zaliczane do grupy metod odpornej m-estymacji, czyli funkcja Hubera, Hampela, duńska, narastającego rygoru [8], ZWA [6] lub metoda M-split estymacji [9]. Największym ograniczeniem zastosowania wymienionych metod jest liczebność obserwacji odstających w stosunku do całego zbioru danych. Jeżeli obserwacje obciążonych błędami grubymi jest więcej niż 40-45% wówczas skuteczność ich jest niewielka. Często powyżej progu 50% następuje zamiana i algorytm prawidłowe obserwacje traktuje jako odstające. Metodą, która znacznie lepiej sprawdza się przy większej liczbie błędnych danych jest metoda RANSAC, opisana w pracy [2] i zastosowana w transformacji współrzędnych [3]. Kolejną ciekawą koncepcją rozwiązywania problemu transformacji współrzędnych jest zastosowanie niestandardowego kryterium optymalizacji – kryterium minimalizacji sumy czwartych potęg [1]. Jest to metoda, którą można zastosować w pewnych szczególnych przypadkach, gdy eliminacja punktów, których odchyłki przekraczają dopuszczalne wartości, całkowicie uniemożliwiłoby wykonanie zadania. Zaproponowana przez autorów publikacji metoda pozwala na uzyskanie wartości poprawek do tychże punktów o wartościach nieprzekraczających dopuszczalnych określonych w przepisach.

2. Kryterium optymalizacji sumy czwartych potęg

W klasycznym podejściu parametry transformacji estymowane są metodą najmniejszych kwadratów (NK). Estymacja wektora parametrów transformacji tą metodą polega na rozwiązaniu następującego problemu optymalizacyjnego:

$$\begin{cases} V = AX + L \\ C_L = \sigma_0^2 Q_L = \frac{1}{\sigma_0^2} P^{-1} \\ \min_x \{S(X) = V^T P V\} = \tilde{V}^T P \tilde{V} \end{cases} \quad (1)$$

gdzie: C_L - macierz kowariancji wektora wyrazów wolnych L (współrzędnych w układzie wtórnym),

Q_L - macierz kofaktorów,

$P = Q_L^{-1}$ - macierz wag,

σ_0^2 - współczynnik wariancji.

Metoda najmniejszych kwadratów należy do klasy M-estymacji w ramach której, metody estymacji można opisać odpowiednimi funkcjami charakterystycznymi. Podstawą do zdefiniowania tych funkcji jest określenie zewnętrznej funkcji celu oraz jej składowych. Funkcje charakterystyczne definiowane są następująco:

- Funkcja wpływu

$$\varphi(v) = \frac{\partial \rho(v)}{\partial v} \quad (2)$$

- Funkcja rygoru

$$u(v) = \frac{\partial^2 \rho(v)}{\partial v^2} \quad (3)$$

- Funkcja wagowa

$$w(v) = \frac{\partial \rho(v)}{\partial (v^2)} \quad (4)$$

Klasyfikację metod estymacji opartą na własnościach funkcji charakterystycznych przedstawił prof. R. Kadaj [5]. Zgodnie z tą klasyfikacją można wyodrębnić podklasy estymacji:

- estymację słabą,
- estymację neutralną,
- estymację mocną.

W przypadku wzajemnej niezależności wyrównywanych wielkości macierz wag \mathbf{P} jest diagonalna. Wówczas funkcję celu $\xi(X)$ problemu optymalizacyjnego można zapisać w postaci:

$$\xi(X) = \sum_{i=1}^n p_i v_i^2 \quad (5)$$

Zatem metodzie najmniejszych kwadratów odpowiada następująca funkcja celu:

$$\rho(v) = p v^2, \quad (6)$$

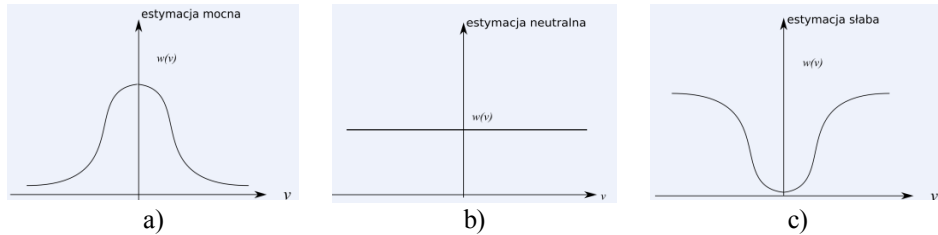
oraz funkcja wagowa

$$w(v) = p, \quad (7)$$

i funkcja rygoru

$$u(v) = 2p \quad (8)$$

Przedstawiona powyżej klasyfikacja opiera się głównie na własnościach funkcji wagowej odgrywającej szczególną rolę w analizie własności metod należących do M-estymacji. Na podstawie funkcji wagowej wyznaczone są elementy macierzy wag w kolejnych krokach iteracyjnych. Na rysunku 1 przedstawiono przebieg funkcji wagowej w zależności od typu estymacji.



Rys. 1 Funkcja wagowa dla trzech typów estymacji: a) mocna, b) neutralna, c) słaba

Fig.1 Weight function for three types of estimation : a) robust, b) neutral, c) weak

Ponieważ w metodzie NK funkcja wagowa jest stała, więc zalicza się ją do metod neutralnych, czyli nieodpornych na błędy grube. Kryterium minimalizacji sumy czwartych potęg należy do zbioru estymacji określanej mianem słabej, ponieważ obserwacje odstające mają większy wpływ na rozwiązanie niż obserwacje mieszczące się w przedziale dopuszczalnym. Funkcja celu związana z funkcją wagową słabej estymacji może przyjmować postać sumy czwartych potęg:

$$\rho_i(v) = v_i^4. \quad (9)$$

Kryterium optymalizacji zaproponowane w artykule i szczegółowo opisane w [1] można zapisać jako:

$$\xi(X) = \sum_{i=1}^n v_i^4 = \min \quad (10)$$

Funkcję celu można przedstawić w zapisie macierzowym :

$$\xi(X) = v_2^T v_2 = \min \quad (11)$$

gdzie:

$$v_2 = [v_1^2, v_2^2, \dots, v_n^2] \quad (12)$$

Istnieje wiele technik poszukiwania minimum funkcji celu. Najbardziej popularną i wykorzystaną przez autorów jest metoda zerowania gradientu funkcji celu z zastosowaniem współczynnika k , szczegółowo opisana w pracy [1].

3. Transformacja Helmerta z zastosowaniem sumy czwartych potęg

Transformację Helmerta z zastosowaniem metody minimalizacji sumy czwartych potęg zaproponowano w procesie przeliczania współrzędnych pomiędzy układami z kilku względów. Po pierwsze, zdarzają się sytuacje, gdy współrzędne punktów dostosowania wykazują cechy obserwacji odstających. Teoretycznie najlepszym rozwiązaniem byłoby wyeliminowanie takich punktów ze zbioru punktów łącznych. Jednakże praktyka pokazuje, że takie podejście może całkowicie uniemożliwić rozwiązanie zadania ponieważ liczba punktów łącznych będzie zbyt mała albo geometria rozmieszczenia punktów zostanie zniekształcona, co również może mieć wpływ na wynik transformacji.

Innym aspektem są wartości poprawek obliczanych do współrzędnych punktów łącznych. Zastosowanie metod odpornej M-estymacji w procesie wyznaczania parametrów transformacji zidentyfikuje punkt odstający, nada mu odpowiednią wagę, ale wartość odchyłki znacznie przekroczy dopuszczalną wartość określoną przepisami. W takich przypadkach metoda sumowania czwartych potęg może mieć zastosowanie.

Odchyłki (poprawki) oraz błąd transformacji są niezbędne do oceny poprawności współrzędnych punktów dostosowania. Błąd transformacji m_t powinien przekraczać wielkości dopuszczalnego błędu położenia punktu m_p w danej klasie sieci (np. dla punktów II klasy państwowej błąd nie może być większy niż 0,05 m) pod warunkiem, że współrzędne punktów dostosowania nie są obciążone błędami systematycznymi lub grubymi. Wielkości odchyłek współrzędnych na punktach dostosowania nie mogą wynosić więcej niż wartość $k \cdot m_p$, gdzie k przyjmuje wartości między 2 i 3, co zależy od liczby punktów dostosowania lub od szczególnych ograniczeń ujętych w warunkach technicznych roboty [7].

Zatem w przypadku, gdy w zbiorze punktów dostosowania znajdują się punkty, których współrzędne obciążone są błędami możliwe są następujące rozwiązania:

- wyeliminowanie takiego punktu, jeżeli wiadomo który to punkt (jeśli eliminacja punktu nie wpłynie na poprawne rozwiązanie),
 - zastosowanie odpornej na błędy grube metody estymacji, która zminimalizuje wpływ błędu na wyznaczane parametry transformacji, ale wartości poprawek do współrzędnych punktów łącznych obciążonych błędem grubym mogą przekraczać dopuszczalne wartości,
- lub
- zastosowanie metody sumowania czwartych potęg, która umożliwi pozostawienie punktu istotnego z punktu widzenia geometrii rozmieszczenia punktów łącznych, a wartość odchyłki zmieści się w ramach dopuszczalnych wartości.

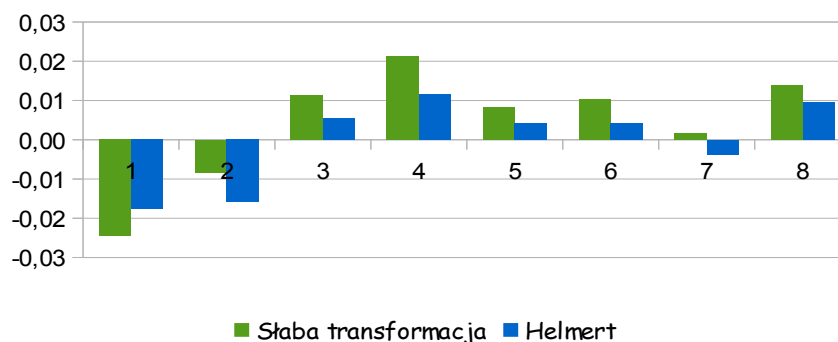
4. Obliczenia

Zaproponowaną w pracy metodę transformacji z zastosowaniem minimalizacji sumy czwartych potęg w dalszej części pracy autorzy nazywają „transformacją słabą” ze względu na przynależność do zbioru estymacji określanej mianem słabej. Transformację słabą przetestowano na obiekcie rzeczywistym. W celu przeprowadzenia testów porównawczych wskazujących na skuteczność przedstawionej metody wykorzystano autorski program, który realizuje standardową transformację Helmerta oraz transformację Helmerta z wykorzystaniem metody minimalizacji sumy czwartych potęg. Wykonano szereg obliczeń zgodnie z zaproponowanym algorytmem zmieniając wartości błędów grubych, którymi obarczono współrzędne punktów łącznych oraz ich liczbę. Aby zaprezentować wyniki przeprowadzonych badań wybrano trzy warianty: jeden bezbłędny oraz dwa z różnymi wartościami błędów którymi zaburzono współrzędne punktów dostosowania.

Badania przeprowadzono na fragmencie rzeczywistej sieci składającej się z 1144 punktów, spośród których 8 stanowi zbiór punktów dostosowania.

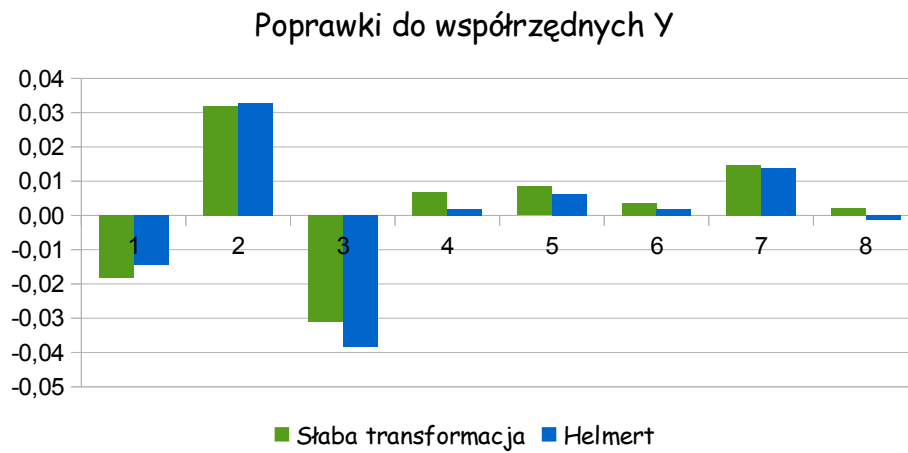
W I wariantcie obliczeń przyjęto, że punkty dostosowania nie są obciążone błędami grubymi. Na rysunku 2 i 3 przedstawione są wartości poprawek do współrzędnych punktów łącznych otrzymane w wyniku estymacji metodą najmniejszych kwadratów oraz metodą sumy czwartych potęg wykorzystanej w tzw. transformacji słabej.

Poprawki do współrzędnych X



Rys. 2 Poprawki do współrzędnych X punktów łącznych - wariant bezbłędny

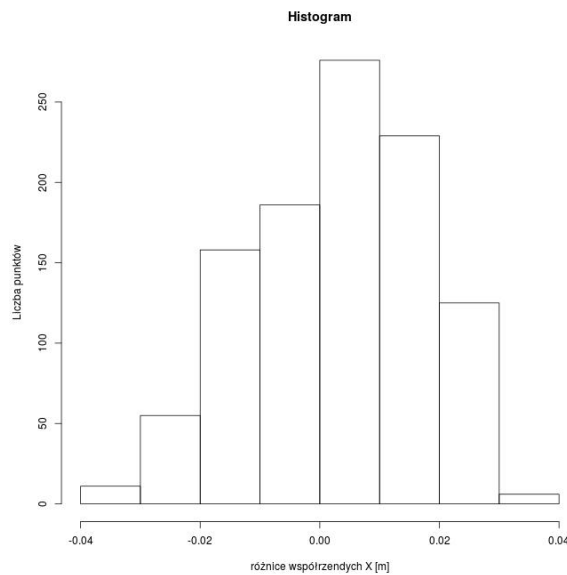
Fig. 2 Values of X residuals – scenario without outliers



Rys. 3 Poprawki do współrzędnych Y punktów łącznych - wariant bezbłędny

Fig. 3 Values of Y residuals – scenario without outliers

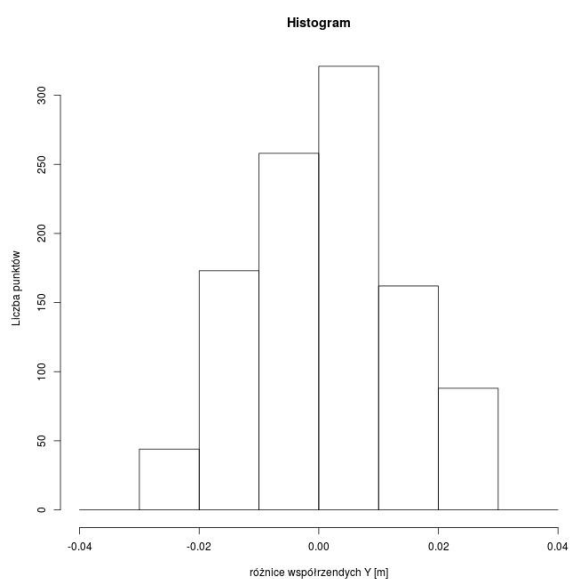
Na podstawie rysunków 2 i 3 można stwierdzić, że w sytuacji, gdy współrzędne punktów łącznych nie są obciążone żadnymi błędami grubymi wówczas obie metody pozwalają uzyskać podobne wyniki.



Rys.4 Histogram różnic współrzędnych X – transformacja Helmerta i słaba

Fig. 4 Histogram of coordinate differences X – Helmert transformation and weak transformation

W Obu przypadkach wartości poprawek nie przekraczają 4 cm. Po obliczeniu parametrów transformacji oraz wartości poprawek wykonano transformację współrzędnych pozostałych punktów oraz obliczono różnice pomiędzy wartościami otrzymanymi z przeliczenia a wartościami tzw. katalogowymi. Na rysunkach 4 i 5 przedstawiono histogramy obliczonych różnic współrzędnych. Ponieważ wyniki obliczeń były bardzo zbliżone, dlatego przedstawiono je na wspólnych histogramach.

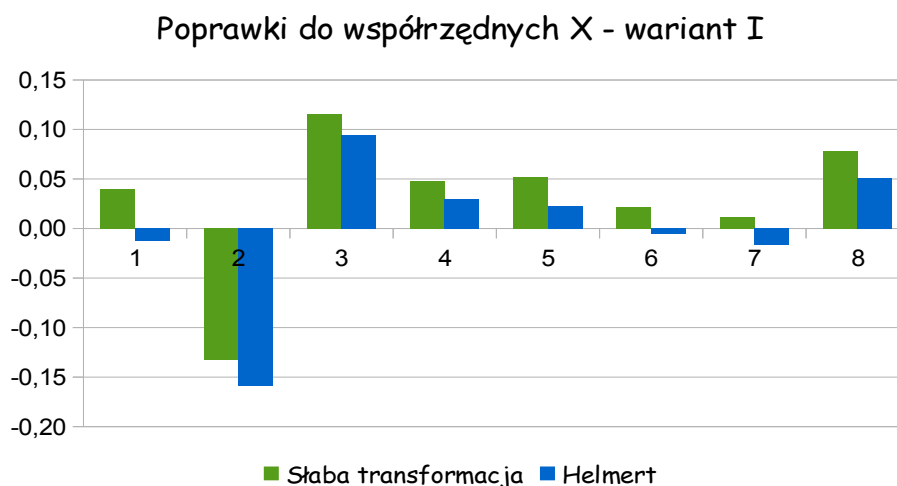


Rys. 5 Histogram różnic współrzędnych Y – transformacja Helmerta i słaba

Fig. 5 histogram of coordinate differences Y – Helmert transformation and weak transformation

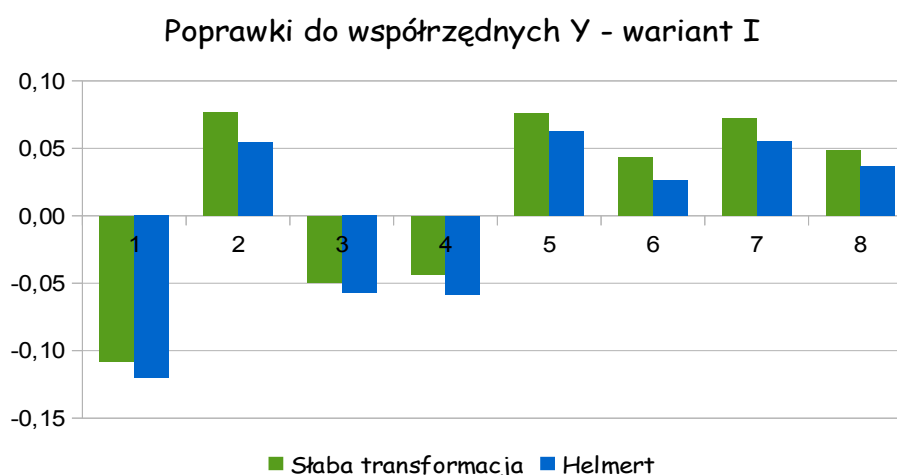
Analizując wyniki obliczeń przedstawione na rysunkach 4 i 5 można stwierdzić, że w obu przypadkach różnice współrzędnych pomiędzy wartościami katalogowymi, a uzyskanymi z transformacji nie przekraczają 4 cm.

Następny wariant obliczeniowy polegał na tym, że współrzędne wybranych punktów dostosowania obarczone błędami grubymi. Współrzędną Y punktu nr 1 w układzie wtórnym zaburzone błędem o wartości 40 cm oraz współrzędną X punktu nr 2 błędem 8 cm. Na rysunkach 6 i 7 zaprezentowano wartości otrzymanych poprawek do współrzędnych punktów dostosowania.



Rys. 6 Poprawki do współrzędnych X punktów łącznych - wariant I

Fig.6 Values of X residuals – the first scenario

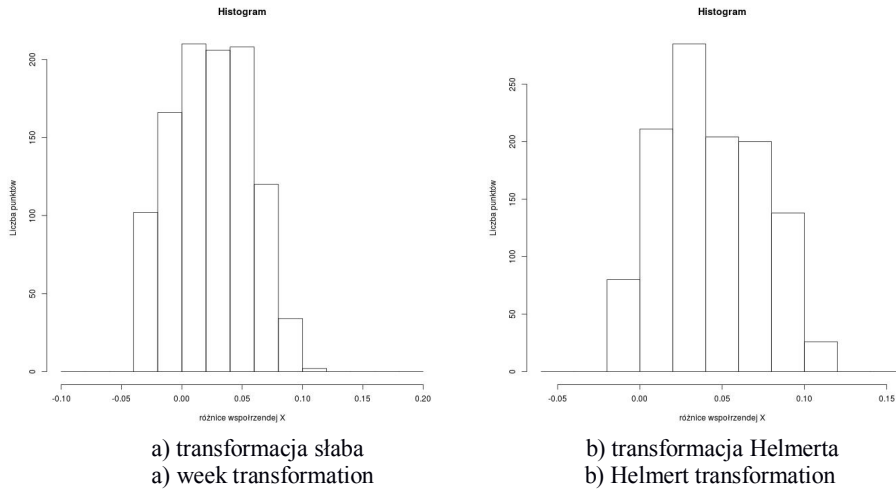


Rys. 7 Poprawki do współrzędnych Y punktów łącznych - wariant I

Fig.7 Values of Y residuals – the first scenario

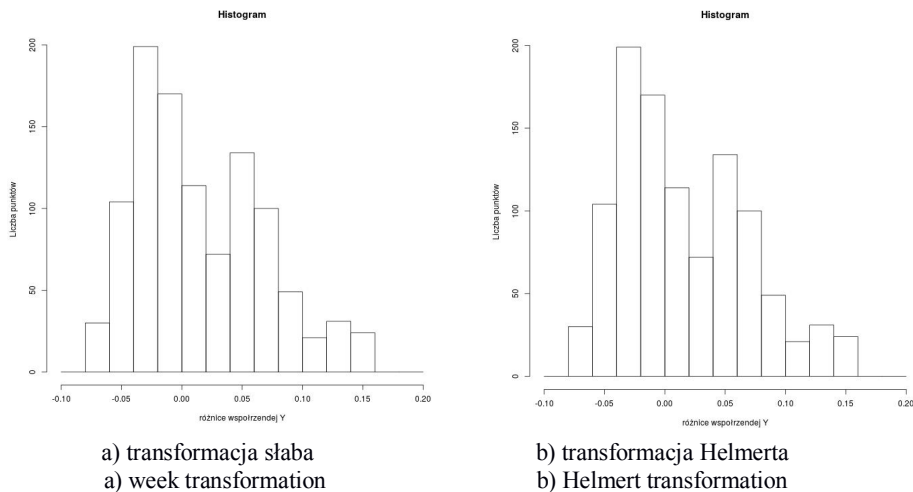
Przyjmując założenie, że dla punktów II klasy osnowy państwowej błąd nie może być większy niż 0,05 m wówczas wielkości odchyłek współrzędnych na punktach dostosowania nie powinny przekroczyć 15 cm. W zaprezentowanym wyżej przykładzie, w sytuacji, gdy niektóre z punktów łącznych są obciążone błędem grubym wówczas tradycyjne rozwiązanie metodą najmniejszych kwadratów sugerowałoby odrzucenie punktu nr 2 (rys.6) ponieważ wartość poprawki przekracza 15 cm. Zastosowanie metody

minimalizacji sumy czwartych potęg pozwala zachować ten punkt w zbiorze punktów łącznych, a wartość poprawki nie przekracza 15 cm. Rysunek 8 prezentuje histogramy różnic współrzędnych X katalogowych i po transformacji słabej z zastosowaniem metody sumy czwartych potęg oraz transformacji Helmerta.



Rys. 8 Histogram różnic współrzędnych X
Fig.8 Histogram of coordinate differences X

Rysunek 9 przedstawia histogramy różnic współrzędnych Y otrzymanych w wyniku obu transformacji.

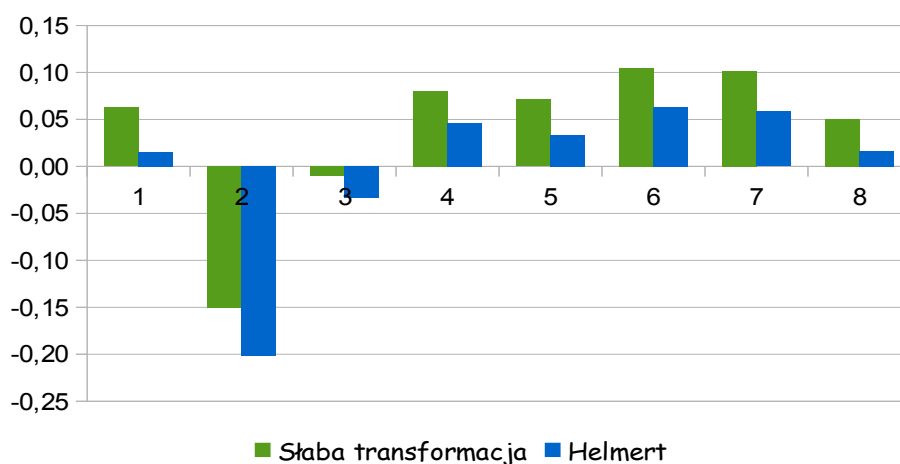


Rys. 9 Histogram różnic współrzędnych Y
Fig.9 Histogram of coordinate Y differences

Na podstawie wyników zaprezentowanych w postaci histogramów przedstawionych na rysunkach 8 i 9 można zaobserwować, że wyniki obu transformacji są podobne. Różnice współrzędnych X i Y dla obu metod osiągają podobne wartości.

Wariant drugi obliczeń to trzy współrzędne obarczone błędami grubymi o wartościach około 30 cm. Błędami zaburzono współrzędne: Y1, X2 i Y8. Rysunki 10 i 11 prezentują otrzymane wyniki.

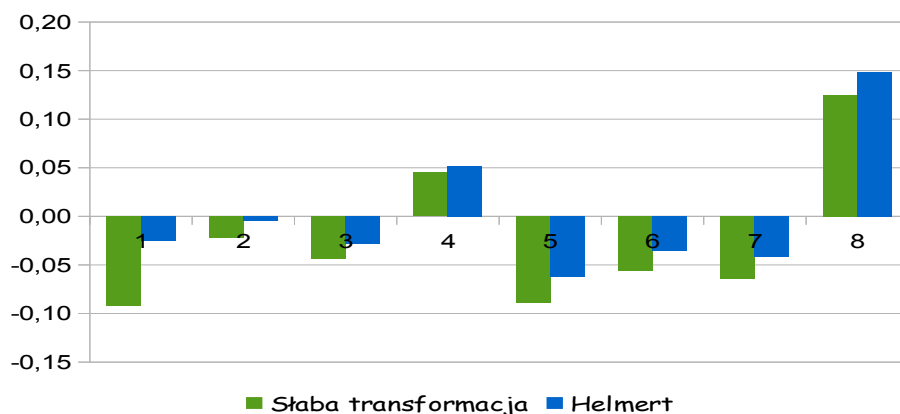
Poprawki do współrzędnych X - wariant II



Rys.10 Poprawki do współrzędnych X punktów łącznych - wariant II

Fig. 10 Values of X residuals – the second scenario

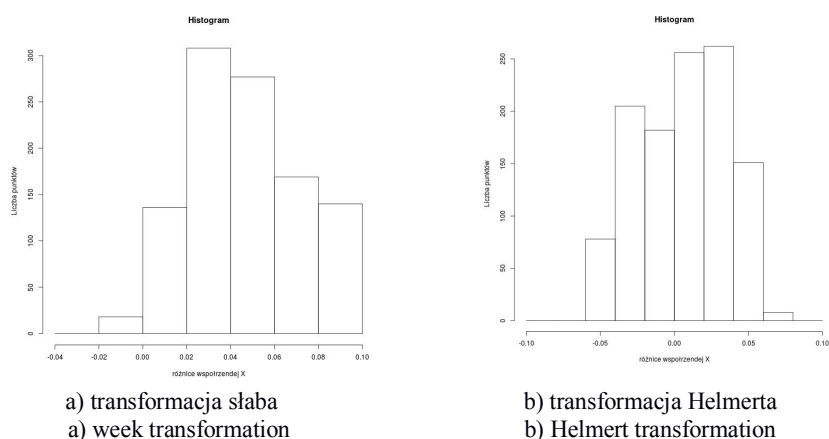
Poprawki do współrzędnych Y - wariant II



Rys. 11 Poprawki do współrzędnych Y punktów łącznych - wariant II

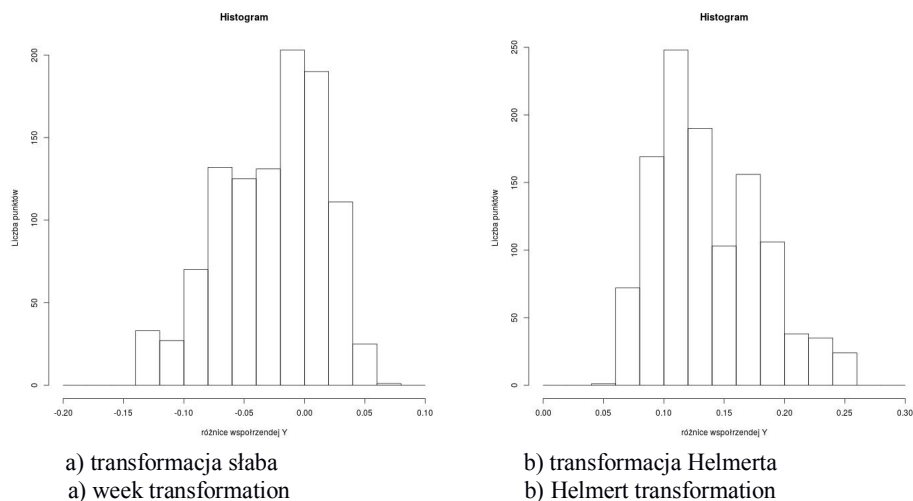
Fig.11 Values of Y residuals – the second scenario

Na podstawie zaprezentowanych wartości poprawek do współrzędnych punktów dostosowania ponownie można zaobserwować, że metoda minimalizacji sumy czwartych potęg zmniejszyła wartość największej poprawki do takiej wartości, która pozwala zachować ją, jako punkt łączny transformacji, ponieważ mieści się w przedziale dopuszczalnym. Podobnie jak przy poprzednich wariantach, przetransformowano pozostałe punkty do układu wtórnego i obliczono różnice współrzędnych. Wyniki w postaci histogramów przedstawiono na rysunkach 12 i 13.



Rys.12 Histogram różnic współrzędnych X – transformacja słaba wariant II

Fig. 12 Histogram of coordinate X differences



Rys.13 Histogram różnic współrzędnych Y – transformacja słaba wariant II

Fig. 13 Histogram of coordinate Y differences

Wyniki transformacji przedstawione na rysunkach 12 i 13 wskazują, że dzięki zastosowaniu metody sumy czwartych potęg otrzymano mniejsze różnice pomiędzy wartościami katalogowymi, a otrzymanymi w wyniku obliczeń. W przypadku transformacji słabej różnice osiągają maximum 13 cm, natomiast w przypadku standardowej transformacji Helmerta wynoszą ponad 25 cm.

5. Podsumowanie

Analizując przeprowadzone badania i uzyskane wyniki można stwierdzić, że zastosowanie metody sumy czwartych potęg w procesie wyznaczania parametrów transformacji oraz obliczania poprawek do współrzędnych punktów dostosowania pozwala otrzymać lepsze rezultaty niż przy standardowym rozwiązaniu. Istotną kwestią są wartości odchyłek na punktach dostosowania, które nie powinny przekraczać pewnych określonych wartości. W przypadku, gdy zastosowanie klasycznej metody najmniejszych kwadratów wskazywałoby na eliminację punktów, których odchyłki przekraczają maksymalne wartości zaproponowana „transformacja słaba” sprowadza te wartości do poziomu, w którym mieszczą się one w wielkościach dopuszczalnych. Jest to ważne, gdyż pozwala na zachowanie punktu dostosowania, co w pewnych przypadkach jest istotne dla geometrii rozkładu punktów łącznych.

Literatura

- [1] Cellmer, S.: The Least Fourth Powers - an optimization method favoring outliers, Survey Review 2014, DOI <http://dx.doi.org/10.1179/1752270614Y.0000000142>.
- [2] FISCHLER, M., BOLLES, R.: Random Sample Consensus: A Paradigm for Model Fitting with Applications to Image Analysis and Automated Cartography, Communications of the ACM. Vol 6 (24), 1982, pp. 381–395,
- [3] Janicka J, Rapinski J.: Outliers detection by RANSAC algorithm in the transformation of 2D coordinate frames, The Bulletin of Geodetic Science Vol 20 , number 3, 2014.
- [4] Janicka J, Rapinski J.: Modified RANSAC transformation of coordinates burdened with outliers . Environmental Engineering Vilnius, 2014,
- [5] Kadaj R.: Eine verallgemeinerte Klasse von Schätzverfahren mit praktischen Anwendungen. Z Vermessungswesen 113(4), 1988, pp 157–166.
- [6] Kadaj R.: Rozwinięcie koncepcji niestandardowej metody estymacji, Geodezja i Kartografia, 1979
- [7] Kadaj R.2002. Polskie układy współrzędnych, formuły transformacyjne, algorytmy i programy. Rzeszów 2002r., www.geonet.net.pl.
- [8] Kamiński, W., Wiśniewski Z.: Analiza wybranych, odpornych na błędy grube, metod wyrównania obserwacji geodezyjnych, Geodezja i Kartografia 1992.
- [9] Wiśniewski, Z., Estimation of parameters in a split functional model of geodetic observations (Msplit estimation), Journal of Geodesy, Vol 83, 2008, pp. 105-120.

TRANSFORMATION OF COORDINATES WITH THE LEAST FOURTH POWERS METHOD

During the coordinate transformation, there are situations that some coordinates of the reference points are burdened with outliers. The consequence of using such reference points, to determine the transformation parameters, are then too large values of residuals. The reference points burdened with outliers should be removed from the set of reference points, but sometimes this elimination can completely prevent from completing the task. The solution to this type of problem can be the implementation of the criterion of the least fourth powers method in the process of coordinate transformation. The proposed method allows to receive less values of the residuals than the least squares method. This property may be particularly desirable especially in case of a small number of reference points. The paper presents the theoretical basis of the method, describes a technique to ensure the convergence of the iterative process and the results of tests.

Keywords: Helmert transformation, Helmert transformation, the least fourth powers method

Przesłano do redakcji: 30.05.2015

Przyjęto do druku: 10.01.2016

DOI: 10.7862/rb.2015.186

Roman KADAJ¹

UKŁADY ODNIESIENIA PL-ETRF89, PL-ETRF2000 I RELACJE MIĘDZY NIMI

Nowy układ odniesienia PL-ETRF2000, reprezentowany przez stacje systemu ASG-EUPOS, został wprowadzony do zastosowań formalnie Rozporządzeniem RM z 2012 r., jakkolwiek współrzędne stacji w tym układzie udostępniono dopiero w lipcu 2013r. Ze względu na powszechne korzystanie z serwisów ASG-EUPOS, ważną kwestią stają się relacje pomiędzy nowym układem a istniejącym układem PL-ETRF89, który ma już w Polsce ponad 20-letnią historię – stosowany prawie we wszystkich „produktach” geodezyjno-kartograficznych. W zależności od zastosowania, wspomniane relacje mogą mieć charakter „teoretyczny”, wyrażony przez transformację konforemną (7-mio parametrową) lub „empiryczny”, oparty na siatce interpolacyjnej, która pozwala uwzględnić dodatkowo lokalne deformacje układu PL-ETRF89. Do tego ostatniego zadania, oprócz punktów sieci POLREF możliwe stało się wykorzystanie wyników nowego wyrównania dawnej sieci I klasy w układzie PL-ETRF2000. Po wprowadzeniu nowego układu odniesienia PL-ETRF2000 wystąpiła potrzeba skalibrowania modeli quasi-geoidy (anomalii wysokości) na nowe wysokości elipsoidalne. W użyciu praktycznym, chodzi o to, by niwelacja satelitarna wykonywana przy wykorzystaniu serwisów systemu ASG-EUPOS i modelu quasi-geoidy dawała wysokości normalne w układzie PL-KRON86-NH bez przesunięcia systematycznego. W pracy przedstawiono założenia i wyniki estymacji parametrów transformacji konforemnej pomiędzy układami, wskazując na potrzebę zastosowania tych formuł w przypadku integracji obiektów pochodzących z różnych układów odniesienia.

Słowa kluczowe: układ odniesienia, system ASG-EUPOS, parametry transformacji

1. Wprowadzenie

Na podstawie (już nieaktualnego) Rozporządzenia RM z roku 2000 w sprawie państwowego systemu odniesień przestrzennych [11], od roku 2009 w Polsce obowiązywał europejski układ odniesienia, zwany w skrócie ETRF'89 (*European Terrestrial Reference Frame* na epokę 1989) z elipsoidą odniesienia GRS80 (*Geodetic Reference System* '1980). Układ ten zastępował poprzedni układ odniesienia w systemie PUŁKOWO'42 z elipsoidą Krasowskiego, obo-

¹ Autor do korespondencji: Roman Kadaj, Politechnika Rzeszowska, ul. Poznańska 2, 35-959, Rzeszów, tel. +48 178651306, geonet@geonet.net.pl

wiązujący od czasów powojennych w państwach byłego bloku wschodniego. Wytworem dawnego układu w Polsce były wszystkie użytkowe opracowania geodezyjno-kartograficzne, w tym osnowy geodezyjne oraz mapy gospodarcze, wykonywane najpierw w układzie odwzorowawczym „1942” (odwzorowanie *Gaussa-Kruger*a w pasach 3° lub 6°), a następnie w układzie „1965” (4 strefy z odwzorowaniem quasi-stereograficznym i 1 strefa z odwzorowaniem *Gaussa-Kruger*a).

Jak wiadomo, każdy funkcjonujący układ odniesienia jest reprezentowany w pierwszej kolejności przez pewne pierwotne (bazowe, podstawowe) osnowy geodezyjne, zagęszczane następnie hierarchicznie przez osnowy niższych rzędów. Tak na przykład dawny układ odniesienia był reprezentowany przez osnowę podstawową (I klasy) złożoną z sieci astronomiczno-geodezyjnej i triangulacji wypełniającej (w sumie ok. 6500 punktów, a następnie przez osnowy szczegółowe, klasy II (w sumie ok. 65000 punktów) i III oraz, najniżej w hierarchii, przez osnowy pomiarowe i pomiary sytuacyjne. Niedoskonałość ówczesnych (z lat 50–70-tych) technik pomiarowych i obliczeniowych sprawiła, że realizację układu odniesienia w sensie wyznaczeń współrzędnych punktów były obciążone istotnymi błędami systematycznymi (dochodzącymi w wymiarze liniowym do 90 cm), identyfikowanymi obecnie w formie niezależnych modeli błędów dla poszczególnych stref układu „1965”. Efekt ten nazywamy błędem globalnym układu odniesienia. W okresie funkcjonowania systemu PULKOWO'42 błąd globalny nie był możliwy do identyfikacji, gdyż nie pozwalały na to ówczesne lokalne (względne) metody pomiarowe. Dodatkowym utrudnieniem była niejawność podstawowych informacji metrycznych dotyczących stosowanych odwzorowań i układów współrzędnych.

Rozwój satelitarnych technik pozycjonowania (obecnie już bezpośrednio w definiowanym układzie odniesienia bez hierarchicznego korzystania z osnow) wymusił niejako nowe wymagania jakościowe dotyczące definicji i samej precyzji realizacji układu odniesienia. W związku z tym, już od początku stosowania technik satelitarnych powstawały projekty nowych układów odniesienia.

W celu wprowadzenia, europejskiego układu odniesienia już w pierwszej połowie lat 90-tych założono w obszarze Polski, satelitarne sieci EUREF-POL (11 punktów) oraz POLREF (ok. 340 punktów). Wiążąc te sieci z europejskimi stacjami satelitarnymi wyznaczono współrzędne wszystkich punktów w układzie europejskim ETRF'89. Jakkolwiek pierwotnie szacowany błąd położenia punktu tych sieci miał wynosić ok. 2.5 cm to późniejsze analizy dokładności położenia wykazały, że w całym zbiorze punktów występują lokalne elementy odstające oraz systematyczne przesunięcie pionowe układu (średnio ok. 7 cm) względem faktycznego układu europejskiego, reprezentowanego wówczas przez 24 stacje bazowe. Sieci EUREF-POL + POLREF traktujemy więc tylko jako polskie realizacje układu europejskiego i zgodnie z nomenklaturą przyjętą nowym rozporządzeniem RM z roku 2012 w sprawie państwowego systemu od-

niesień przestrzennych [10], tworzony przez nie układ odniesienia nazwano PL-ETRF89. Pomimo pewnych jakościowych niedoskonałości, do układu PL-ETRF89, a w szczególności do związanego z tym układu kartograficznego PL-2000 przekonwertowano już prawie cały zasób geodezyjno-kartograficzny, w tym osnowy wszystkich klas i mapy gospodarcze. Do tego celu posłużyły związki transformacyjne pomiędzy układami, które opublikowano w formie Wytycznych Technicznych G-1.10 [4].

Od roku 2008 pojawia się w polskiej geodezji nowy produkt technologiczny w postaci systemu ASG-EUPOS. Stacje tego systemu wyznaczone w ramach kampanii pomiarowej (2008-2011) z wysoką, kilkumilimetrową dokładnością tworzą (definiują) nowy jakościowo układ odniesienia, który według [10] nazywamy PL-ETRF2000. Serwisy precyzyjnego pozycjonowania w ASG-EUPOS (w szczególności POZGEO-D) umożliwiają zakładanie osnów geodezyjnych z wysoką dokładnością bezwzględną, przekładającą się na odpowiednią dokładność wewnętrzną (względna) oczekiwaną ongiś w sieciach realizacyjnych. Jakkolwiek bezpośrednia integracja danych pomiarowych lub punktów nawiazania pomiędzy układami PL-ETRF2000 i PL-ETRF89 nie jest jednak wskazana, nie tylko ze względu na różne dokładności realizacji układów, ale także pewne odchylenia systematyczne zwłaszcza w zakresie wysokości elipsoidalnych (dokładniej będzie o tym mowa w dalszej części niniejszej publikacji).

Dla różnych zadań związanych z wykorzystaniem serwisów ASG-EUPOS w obszarze osnów lub obiektów kartograficznych wyznaczonych wcześniej w układzie PL-ETRF89 istniała konieczność sformułowania związku transformacyjnego pomiędzy układami. Chodzi tutaj o parametry transformacji przestrzennej, które powinny być estymowane w oparciu o dane punkty dostosowania, jak to uczyniono w roku 2000 w odniesieniu do układów: ETRF89 i PUŁKOWO'42. W tym celu, w ramach kampanii pomiarowej (2008-2011) wykonano pomiary wiążące stacje ASG-EUPOS z osnowami podstawowymi (sieci EUREF-POL + POLREF oraz wybrane punkty dawnej I klasy). Obliczenia sieci były wykonane niezależnie przez dwa zespoły naukowe: Politechniki Warszawskiej (WUT) [7] i CBK [2]. Formalnie jako rozwiązanie użytkowe przyjęto wariant pierwszy (WUT), jakkolwiek wyniki dwóch rozwiązań były do siebie bardzo zbliżone, co ilustruje uproszczona statystyka porównawcza dla punktów położonych w obszarze Polski:

Ekstremalne wartości różnic współrzędnych (WUT – CBK):

$$\begin{array}{lll} d\mathbf{x}_{\min} = -0.008 & d\mathbf{y}_{\min} = -0.011 & d\mathbf{z}_{\min} = -0.005 \\ d\mathbf{x}_{\max} = 0.009 & d\mathbf{y}_{\max} = 0.007 & d\mathbf{z}_{\max} = 0.011 \end{array}$$

Przeciętne wartości różnic współrzędnych (WUT – CBK):

$$d\mathbf{x}_{\text{śr}} = -0.001 \quad d\mathbf{y}_{\text{śr}} = 0.000 \quad d\mathbf{z}_{\text{śr}} = -0.000$$

Odchylenia średniokwadratowe (WUT-CBK):

$$s_x = 0.002 \quad s_y = 0.001 \quad s_z = 0.002$$

W zakresie samych wysokości elipsoidalnych, odchylenia pomiędzy rozwiązaniami WUT i CBK, są następujące:

wartość najmniejsza	-0.0100
wartość największa	0.0126
wartość średnia	-0.0003
wartość średniokwadratowa	0.0025

Porównywalność (zgodność) dwóch niezależnych rozwiązań sieci satelitarnych ma też znaczenie niezawodnościowe obejmujące etap przetwarzania danych, w tym skomplikowanych obliczeń dotyczących identyfikacji całkowitych nieoznaczoności (*ambiguities*).

Na podstawie cytowanych opracowań [1] można stwierdzić, że wyznaczone współrzędne punktów charakteryzują się wysoką, milimetrową dokładnością względem pewnego stanu „średniego” reprezentowanego przez stacje EPN w układzie ETRF2000 na epokę obserwacji 2011.0. Można postulować, by ten stan układu PL-ETRF2000 był odniesieniem dla wszelkich produktów geodezyjnych opartych na pozycjonowaniu satelitarnym, przynajmniej w okresie najbliższych 20 lat. Istotne ruchy własne stacji powinny być traktowane jako indywidualne zmiany położenia w pierwotnym układzie „średnim” odniesionym do polskich stacji EPN i traktowanym jako układ quasi-stały. W związku z tym, okresowy monitoring stacji powinien być opracowany numerycznie i statystycznie, przy założeniu dla wszystkich stacji EPN, zerowości średniego przemieszczenia, średniego obrotu i niezmienności skali, czyli kryteriów stosowanych w uogólnionej odwrotności *Moore'a-Penrose'a*. Rezydualne ruchy własne stacji ASG-EUPOS względem określonego stanu quasi-stałego powinny być sukcesywnie publikowane w formie poprawek do współrzędnych.

Celem niniejszej publikacji jest przedstawienie zadania estymacji parametrów transformacji pomiędzy układami PL-ETRF89 i PL-ETRF2000 w aspekcie założeń, wyników i zobrazowania skutków metrycznych (niektóre szczególnie interpretacje podano w referacie konferencyjnym [5]). Ważnym zastosowaniem jest odpowiednie skorygowanie anomalii wysokości w używanych modelach quasi-geoidy, ze względu na zmianę wysokości elipsoidalnych – w układzie PL-ETRF2000 zdefiniowano anomalie modelu quasi-geoidy PL-geoid-2011 [3, 5].

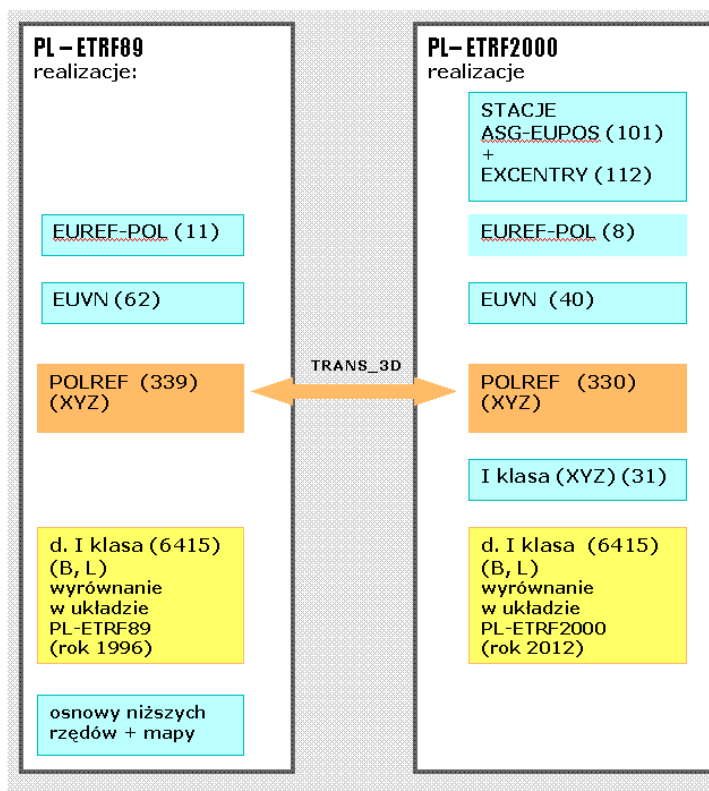
2. Wyznaczenie parametrów transformacji PL-ETRF89 <=> PL-ETRF2000

2.1. Zbiory punktów reprezentujące układy odniesienia, w tym podzbiory punktów dostosowania

W zbiorze punktów dostosowania do wyznaczenia parametrów trójwymiarowej transformacji pomiędzy układem PL-ETRF89 i PL-ETRF2000 uwzględniono jedynie 330 punktów sieci POLREF objętych zarówno pomiarem pierwotnym (w układzie PL-ETRF89) jak też pomiarem aktualnym (w ramach

kampanii 2008-2011) z wyznaczeniem współrzędnych w układzie PL-ETRF2000. W obu przypadkach były to współrzędne kartezjańskie (X,Y,Z) lub (równoważnie) przeliczone na współrzędne geodezyjne (B,L,h) elipsoidy GRS80. W zbiorze punktów dostosowania do transformacji nie uwzględniono punktów sieci EUREF-POL i EUVN (pomimo ich pomiaru w kampanii 2008-2011), ponieważ jak wynika z wielu analiz, punkty tych sieci zostały wyznaczone pierwotnie w układach niespójnych z układem sieci POLREF, która jest przyjęta umownie jako sieć realizująca hierarchiczne rozwinięcie układu PL-ETRF89 (w oparciu o sieć POLREF nastąpiło wyrównanie dawnej sieci I klasy, a w dalszej kolejności także sieci klas niższych).

Na rys. 1 przedstawiono symbolicznie rodzaje sieci reprezentujące zasadniczo interesujące nas układy odniesienia. Strzałki oznaczają, że punkty dostosowania w liczbie 330 sieci POLREF posłużyły do estymacji parametrów transformacji trójwymiarowej (z pierwotnej liczby 339 punktów wykluczono 9 punktów, które albo nie były objęte nowym pomiarem albo uległy uszkodzeniom lub identyfikowalnym przemieszczeniom).



Rys. 1. Sieci reprezentujące dwa układy odniesienia

Fig. 1. Networks representing two reference frames

Specjalną uwagę należy zwrócić na funkcjonalność punktów dawnej sieci I klasy. Otóż sieć ta zawierająca w sumie 6415 punktów, rozłożonych równomiernie w obszarze Polski została niezależnie wyrównana zarówno w układzie PL-ETRF89 (w roku 1996), jak też 16 lat później w układzie PL-ETRF2000 (w roku 2012). Niestety, sieć ta dostarcza jedynie współrzędnych elipsoidalnych B, L, bez wysokości, czyli jako sieć dwuwymiarowa. Dlatego, pomimo znacznej ilości punktów, nie mogła być użyta do transformacji trójwymiarowej. Została natomiast wykorzystana do zrealizowania tzw. transformacji empirycznej pomiędzy reprezentacjami samych układów dwuwymiarowych, w tym układów odwzorowawczych w formie tzw. siatek interpolacyjnych. Idea metodologii transformacji empirycznej z wykorzystaniem siatki interpolacyjnej została przedstawiona w opisie programu TRANSPOL w. 2.06 [6] będącym publicznie dostępnym narzędziem dla realizacji konwersji współrzędnych i wysokości pomiędzy różnymi układami w państwowym systemie odniesień przestrzennych.

Do wyznaczenia parametrów transformacji przestrzennej w oparciu o dany zbiór 330 punktów dostosowania użyto programu TRANS_3D w systemie GEONET. W programie tym możemy wybierać opcjonalnie różne modele transformacji przestrzennej. Wiadomo, że geocentryczne układy odniesienia są z założenia układami orto-kartezjańskimi. Ponadto w technologiach obserwacyjnych dąży się do zachowania ich izometrii, co jest związane z precyzją pomiaru czasu i definicją miary długości. Dlatego uzasadnione jest założenie, by w przedmiocie transformacji pomiędzy różnymi geocentrycznymi układami odniesienia przyjmować model matematyczny transformacji konforemnej (7-mio parametrowej).

2.2. Zastosowane modele matematyczne transformacji

Szczególne formuły trójwymiarowej transformacji konforemnej (7-mio parametrowej) pomiędzy układami wywodzą się z ogólnego modelu takiej transformacji, który w notacji macierzowej możemy wyrazić w postaci:

$$\underline{X}_2 - \Delta_2 = m \cdot \mathbf{S} \cdot (\underline{X}_1 - \Delta_1) \quad (1)$$

gdzie: $\underline{X}_1 = [X_1, Y_1, Z_1]^T$, $\underline{X}_2 = [X_2, Y_2, Z_2]^T$ znaczą wektory współrzędnych w odpowiednich układach: pierwotnym i aktualnym (tu podstawiamy konkretne nazwy układów), m - współczynnik zmiany skali układu pierwotnego względem układu aktualnego, \mathbf{S} - (3×3) macierz obrotów, której elementy są funkcjami 3 kątów obrotów układu pierwotnego wokół kolejnych osi, Δ_1 , Δ_2 - wektory przesunięć początków układów (odpowiednio), które można zastąpić jednym wektorem (wypadkowym):

$$\Delta = \Delta_2 - m \cdot \mathbf{S} \cdot \Delta_1 \quad (2)$$

Wobec zależności (2) model transformacji (1) zapisujemy też w postaci:

$$\underline{X}_2 = \underline{\Delta} + m \cdot \underline{S} \cdot \underline{X}_1 \quad (3)$$

Wektor wypadkowy $\underline{\Delta}$ wyraża przemieszczenie wzajemne początków układów po sprowadzeniu drugiego do równoległości osi i izometrii z układem wtórnym. Zgodnie z (2), wektor $\underline{\Delta}$ może być złożeniem dwóch wektorów wzajemnie zależnych w tym sensie, że jeśli założymy dowolne przesunięcie $\underline{\Delta}_1$ układu pierwotnego, to dla określonego przesunięcia wypadkowego $\underline{\Delta}$, przesunięcie układu wtórnego $\underline{\Delta}_2$ będzie wynikać ściśle z powołanej zależności.

Formuła (1) lub (3) jako model transformacji konforemnej charakteryzuje się tym, że macierz \underline{S} jest macierzą ortonormalną, czyli spełniającą warunek:

$$\underline{S}^T \cdot \underline{S} = \underline{I} \text{ (macierz jednostkowa), } \underline{S}^{-1} = \underline{S}^T \quad (4)$$

Jeśli w ogólności macierz $\underline{S} = [s_{ij}]_{(3 \times 3)}$ ma 9 elementów to zgodnie z (2) elementy te spełniają 6 warunków ortonormalności (jednostkowe długości i prostopadłości wektorów wierszowych lub kolumnowych macierzy):

$$\begin{aligned} s_{11}^2 + s_{12}^2 + s_{13}^2 &= 1 \\ s_{21}^2 + s_{22}^2 + s_{23}^2 &= 1 \\ s_{31}^2 + s_{32}^2 + s_{33}^2 &= 1 \\ s_{11} \cdot s_{21} + s_{12} \cdot s_{22} + s_{13} \cdot s_{23} &= 0 \\ s_{11} \cdot s_{31} + s_{12} \cdot s_{32} + s_{13} \cdot s_{33} &= 0 \\ s_{21} \cdot s_{31} + s_{22} \cdot s_{32} + s_{23} \cdot s_{33} &= 0 \end{aligned} \quad (5)$$

Zatem wszystkie elementy macierzy możemy wyrazić w funkcji tylko 3 (9–6) parametrów. W typowych zastosowaniach modelu transformacji przyjmuje się, że niezależnymi parametrami są 3 kąty obrotów osi układu pierwotnego w celu uzyskania efektu równoległości z osiami układu wtórnego. Funkcje te są ogólnie znane ale nie będziemy w nie wnikać, ponieważ do numerycznego rozwiązania zadań estymacji parametrów wystarczy posłużyć się ogólnymi warunkami (3). Tak też zadanie zostało zaimplementowane w użyтым programie TRANS_3D. Trzeba jednak dodać, że tak sformułowany model kreuje zadanie estymacji jego parametrów jako nieliniowe zadanie najmniejszych kwadratów, a wynika to wprost z nieliniowej postaci warunków (3).

Przedstawiony model transformacji konforemnej jest określony przez 7 parametrów (3 składowe wektora translacji, 3 parametry obrotów osiowych, 1 parametr zmiany skali). W przypadku założenia niezmienności skali ($m = 1$) ilość parametrów modelu redukuje się do 6, a transformację nazywamy izometryczną.

W przypadku, gdy układ pierwotny i układ aktualny są zbliżone do siebie, jak to mamy na przykład w różno-epokowych w układach geocentrycznych w systemie międzynarodowym (ITRS – *International Terrestrial Reference*

System) lub europejskim (ETRS – *European Terrestrial Reference System*), model transformacji konforemnej w postaci (1) lub (3) przekształca się do postaci jeszcze dogodniejszej pod względem numerycznym. Model taki uwzględnia cechy zbioru punktów dostosowania, który jest podstawą estymacji parametrów modelu. Są to współrzędne środków ciężkości zbiorów tych punktów w dwóch układach.

Oznaczmy:

$$\underline{\mathbf{X}}_{S1} = [X_{S1}, Y_{S1}, Z_{S1}]^T, \underline{\mathbf{X}}_{S2} = [X_{S2}, Y_{S2}, Z_{S2}]^T \quad (6)$$

wektory współrzędnych środków ciężkości obliczone odpowiednio w układzie pierwotnym i aktualnym dla zbioru n punktów dostosowania. Jak się wykazuje w estymacji parametrów modelu (1) metodą najmniejszych kwadratów, szczególną postacią tego modelu jest formuła:

$$\underline{\mathbf{X}}_2 - \underline{\mathbf{X}}_{S2} = m \cdot \mathbf{S} \cdot (\underline{\mathbf{X}}_1 - \underline{\mathbf{X}}_{S1}) \quad (7)$$

z której wynika, że parametry przesunięcia w tej postaci są wyznaczone niezależnie od parametrów obrotu i skali. Wstawiając więc obliczone niezależnie współrzędne środków ciężkości, mamy do wyznaczenia już tylko 4 parametry (3 parametry obrotów + 1 parametr skali). Wprowadźmy ponadto pomocniczą macierz \mathbf{C} przez podstawienie w (7):

$$\mathbf{I} + \mathbf{C} = m \cdot \mathbf{S} \quad \text{lub} \quad \mathbf{C} = m \cdot [\mathbf{S} - (1/m) \cdot \mathbf{I}] \quad (8)$$

Stąd otrzymujemy formułę różnicową transformacji, adekwatną dla określonego obszaru, reprezentowanego przez środki (6):

$$\underline{\mathbf{X}}_2 = \underline{\mathbf{X}}_1 + \boldsymbol{\delta} + \mathbf{C} \cdot \underline{\Delta\mathbf{X}} \quad (9)$$

gdzie:

$$\boldsymbol{\delta} = \underline{\mathbf{X}}_{S2} - \underline{\mathbf{X}}_{S1} \quad (10)$$

wektor różnic współrzędnych środków ciężkości (mierzy średnie przesunięcie wzajemne układów),

$$\underline{\Delta\mathbf{X}} = \underline{\mathbf{X}}_1 - \underline{\mathbf{X}}_{S1} \quad (11)$$

wektor przyrostów współrzędnych pierwotnych względem współrzędnych środka ciężkości.

Formułę typu (9) będziemy stosować w naszym zadaniu transformacji pomiędzy konkretnymi układami odniesienia. Posiłkując się już „na wyrost” wynikami z tabeli 1 zauważmy, że ostatni człon formuły (9), w całym obszarze Polski (przy odległości od środka obszaru nawet 500 km) daje wartości co naj-

wyżej kilkucentymetrowe. Po wtóre zauważmy, że składowe wektora ΔX mogą być zaokrąglone do 1 km nie powodując zmian wynikowych współrzędnych więcej niż 0.0001 m.

Jeśli w formule (3) wstawimy zależność (8), to otrzymamy model transformacji globalnej nie wykorzystujący pojęcia lokalnego środka ciężkości:

$$\underline{X}_2 = \underline{X}_1 + \Delta + C \cdot \underline{X}_1 \quad (12)$$

gdzie parametr przesunięcia Δ ma interpretację taką jak we wzorze (3).

2.3. Estymowane parametry i formuły numeryczne transformacji PL-ETRF89 \Leftrightarrow PL-ETRF2000

W wyniku wykonania zadania otrzymano wartości parametrów transformacji, zapisane w dwóch równoważnych formułach przekształcenia (tab.1):

- pierwsza (różnicowa) z użyciem współrzędnych środka ciężkości zbioru punktów dostosowania w obu układach, adekwatna dla transformacji lokalnych (9),
- druga, będąca równoważnym przekształceniem pierwszej (stosowana w transformacjach globalnych) (12).

Tabela 1. Estymowane parametry i formuły transformacji

Table 1. The estimated parameters and the transformation formulas

<p>TRANSFORMACJA: PL-ETRF89 \Rightarrow PL-ETRF2000</p> <p>Formuła różnicowa</p> <p>X2=X1+(-0.0322)+(-0.00000005102)*DX+(-0.00000000746)*DY+(0.00000004804)*DZ; Y2=Y1+(-0.0347)+(0.00000000746)*DX+(-0.00000005102)*DY+(0.00000006152)*DZ; Z2=Z1+(-0.0507)+(-0.00000004804)*DX+(-0.00000006152)*DY+(-0.00000005102)*DZ; DX = X1-XS1; DY = Y1-YS1; DZ = Z1-ZS1; XS1 = 3696570.6591; YS1 = 1297521.5905; ZS1 = 5011111.1273;</p> <p>Formuła dla transformacji globalnych</p> <p>X2=X1+(-0.0747)+(-0.00000005102)*X1+(-0.00000000746)*Y1+(0.00000004804)*Z1 Y2=Y1+(-0.3044)+(0.00000000746)*X1+(-0.00000005102)*Y1+(0.00000006152)*Z1 Z2=Z1+(0.4624)+(-0.00000004804)*X1+(-0.00000006152)*Y1+(-0.00000005102)*Z1</p> <p>TRANSFORMACJA ODWROTNA: PL-ETRF2000 \Rightarrow PL-ETRF89</p> <p>Formuła różnicowa</p> <p>X2=X1+(0.0322)+(0.00000005102)*DX+(0.00000000746)*DY+(-0.00000004804)*DZ; Y2=Y1+(0.0347)+(-0.00000000746)*DX+(0.00000005102)*DY+(-0.00000006152)*DZ; Z2=Z1+(0.0507)+(0.00000004804)*DX+(0.00000006152)*DY+(0.00000005102)*DZ; DX = X1-XS1; DY = Y1-YS1; DZ = Z1-ZS1; XS1 = 3696570.6268; YS1 = 1297521.5559; ZS1 = 5011111.0767;</p> <p>Formuła dla transformacji globalnych</p> <p>X2=X1+(0.0747)+(0.00000005102)*X1+(0.00000000746)*Y1+(-0.00000004804)*Z1 Y2=Y1+(0.3044)+(-0.00000000746)*X1+(0.00000005102)*Y1+(-0.00000006152)*Z1 Z2=Z1+(-0.4624)+(-0.00000004804)*X1+(0.00000006152)*Y1+(0.00000005102)*Z1</p>

Dokładność wyznaczonych modeli transformacji charakteryzują odchyłki na punktach dostosowania, które są głównie wynikiem błędności współrzędnych w układzie PL-ETRF89. Nie można jednak wykluczyć, że pomiędzy różnymi epokami pomiarowymi nastąpiły przemieszczenia (osiadania) niektórych punktów sieci.

Średniokwadratowe odchyłki współrzędnych przyjmują następujące wartości:

$$s_X = 0.011\text{m}, \quad s_Y = 0.008\text{m}, \quad s_Z = 0.013\text{m}$$

co daje wartość wypadkową 0.019m. W tabeli 2 podano natomiast liczebności odchyłek w różnych przedziałach ich wartości.

Tabela 2. Przedziałowe liczebności odchyłek

Table 2. The interval number of deviations

Przedział [cm]	n_i punktów	frakcja w %
< 0 - 1 cm >	106	32%
(1 - 2 cm >	140	75%
(2 - 3 cm >	56	92%
(3 - 4 cm >	19	97%
(4 - 5 cm >	3	98%
(5 - 6 cm >	5	99.6%
6,6 cm	1	100%

Analiza statystyczna odchyłek transformacji (poprawek do współrzędnych transformowanych) wskazuje, że mają one rozkład empiryczny zbliżony do modelu trójwymiarowego rozkładu normalnego. Tylko dla frakcji ok. 3% następuje przekroczenie podwójnej wartości szacowanego dla sieci POLREF błędu położenia, tj. ok. 2cm.

Można oczywiście dokonywać różnych wykluczeń w zbiorze punktów dostosowania odwołując się do wielkości otrzymywanych z transformacji residuów, lecz nie czyniono tego z następujących względów:

- biorąc pod uwagę relatywnie niewielką - jak na lata 90-te dokładność pomiarów i opracowań sieci (pozycjonowania GPS), określoną błędem standardowym położenia punktu na ok. 2 cm, można zauważyć, że otrzymany empiryczny rozkład poprawek w istocie nie wykracza poza ten standard. Błędy prawdziwe współrzędnych większe od 2 cm, mają prawo pojawić się, zgodnie z modelem prawdopodobieństwem błędu przypadkowego. W kompletnym zbiorze 330 punktów dostosowania tylko 6 wykazuje maksymalne bezwzględne wartości odchyłek współrzędnych od 4,0 do 4,7 cm.
- wykluczenie niewielkiej liczby punktów nie spowoduje istotnej zmiany parametrów i wyników transformacji, zaś wykluczenie większej ich liczby nie ma uzasadnienia przyczynowego i mogłoby zdeformować rzeczywiste relacje pomiędzy układem PL-ETRF89 a nowym układem PL-ETRF2000.

3. Przybliżone relacje poziome i wysokościowe między układami

Przekształcając współrzędne kartezjańskie w obu układach $(XYZ)_{\text{PL-ETRF89}}$ oraz $(XYZ)_{\text{PL-ETRF2000}}$ na odpowiadające współrzędne geodezyjne $(BLH)_{\text{PL-ETRF89}}$ i $(BLH)_{\text{PL-ETRF2000}}$ możemy określić empiryczne związki pomiędzy wysokościami elipsoidalnymi obu układów. Przekształcając następnie współrzędne geodezyjne B, L w obu układach odniesienia na współrzędne płaskie (XY), określimy analogiczne zależności w poziomie.

Syntetyczne wyniki wykonanych przekształceń można ująć następująco: pomiędzy współrzędnymi płaskimi xy_{92} (według definicji PL-1992) wyznaczonymi niezależnie w układach odniesienia PL-ETRF89 i PL-ETRF2000 zachodzą następujące przybliżone zależności liniowe:

$$\begin{aligned}x_{92}(2) &= x_{92}(1) + dx \\y_{92}(2) &= y_{92}(1) + dy\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}dx &= (0.0017) + (-0.00000004052) \cdot p + (-0.00000001992) \cdot q \\dy &= (-0.0218) + (0.00000001992) \cdot p + (-0.00000004052) \cdot q\end{aligned}$$

gdzie:

$$p = x_{92} - 478097, \quad q = y_{92} - 523344 \quad [\text{m}]$$

są to przyrosty współrzędnych względem przybliżonego środka układu (mogą być zaokrąglone do metra), indeks (1) oznacza układ PL-ETRF89, zaś (2) układ PL-ETRF2000.

Z powyższego wynika, że „średni” wektor przesunięcia to $(0.001\text{m}, -0.022\text{m})$ ale w całym obszarze Polski różnice współrzędnych płaskich mogą się zmieniać w następujących przedziałach:

$$\begin{aligned}dx: &< -0.044\text{m}, 0.029\text{m} > \\dy: &< -0.051\text{m}, 0.020\text{m} >\end{aligned}$$

Dla mniejszych obszarów można posłużyć się wartościami średnimi określonymi z powyższych wzorów.

Różnice wysokości elipsoidalnych w układach PL-ETRF89 i PL-ETRF2000 określają się natomiast wzorem:

$$\begin{aligned}H_{el}(2) &= H_{el}(1) + dH \\dH &= (-0.0661) + (0.00000006575) \cdot p + (-0.00000004170) \cdot q\end{aligned}$$

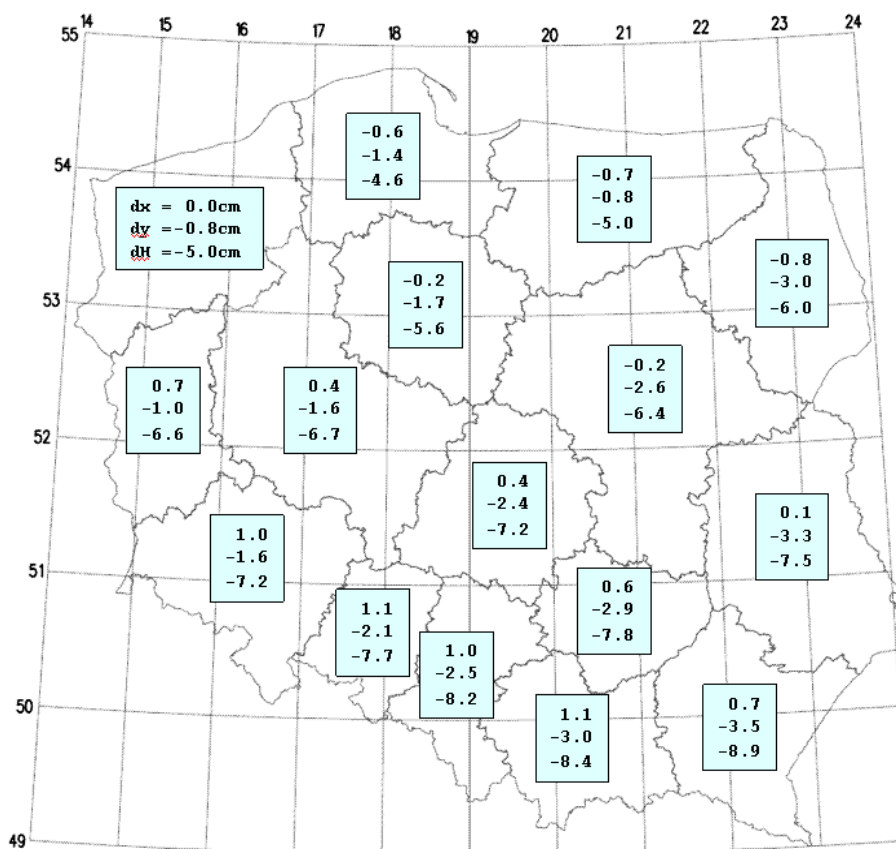
(p , q oznaczone jak powyżej w układzie PL-1992 w zaokrągleniu do metra)

Średnia zmiana pionowego „usytuowania” elipsoidy GRS80 w obu układach wynosi -0.066 m (elipsoida w układzie nowym PL-ETRF2000 jest usytu-

owana wyżej o 6.6cm) ale ze względu na zmianę położenia względem środka układu, różnice wysokości elipsoidalnych mogą się zmieniać w przedziale:

$$\Delta H: < -0.128\text{m} , -0.005\text{m} >$$

(krańce przedziału określono tutaj ze zbioru wysokości punktów dostosowania).



Rys.2. Uśredniony rozkład obszarowy (z podziałem na województwa) poprawek dx, dy, dh (w cm) jakie należy dodać do współrzędnych płaskich i wysokości w układzie PL-ETRF89 aby otrzymać skorygowane współrzędne i wysokości w układzie odniesienia PL-ETRF2000.

Fig.2. Territorial averaged distribution (by provinces) of amendments dx, dy, dh (in cm) which should be added to the horizontal coordinates and to the heights in the PL-ETRF89 system in order to obtain the corrected coordinates and heights in the PL-ETRF2000 system.

Na rys. 2 przedstawiono w przybliżeniu rozkład obszarowy (uśredniony w obszarach województw) poprawek (cm) do współrzędnych płaskich i wysokości pochodzących z układu PL-ETRF89 w celu otrzymania skorygowanych wielkości odpowiadających w układzie PL-ETRF2000.

W konkluzji rozważań należy stwierdzić, że różnice pomiędzy układami PL-ETRF89 a PL-ETRF2000 są na tyle istotne, że powinny być uwzględnione przy wszelkiego rodzaju integracjach lub porównaniach obiektów geodezyjno-kartograficznych wytworzonych w różnych układach odniesienia. Dotyczy to przede wszystkim powiązań istniejących osnów geodezyjnych z punktami (zbiorami punktów) wyznaczonymi przy wykorzystaniu serwisów precyzyjnego pozycjonowania ASG-EUPOS.

Podane wzory transformacji trójwymiarowej zostały zaimplementowane w nowej wersji programu TRANSPOL w. 2.06 [6], dostępnego na stronach: www.gugik.gov.pl, www.asgeupos.pl [8,9]. W programie dostępny jest również nowy model polskiej quasi-geoidy PL-geoid-2011, którego anomalie wysokości są wyrażone już jako różnice wysokości elipsoidalnych w układzie PL-ETRF2000 i wysokości normalnych w układzie PL-KRON86-NH.

Literatura

- [1] Bosy J.: Wyniki weryfikacji wyników integracji podstawowej osnowy geodezyjnej na obszarze kraju ze stacjami referencyjnymi systemu ASG-EUPOS. Raport dla GUGiK-Warszawa, Wrocław, 30 listopada 2011.
- [2] Jaworski L. i in.: Zintegrowanie podstawowej osnowy geodezyjnej na obszarze Polski ze stacjami referencyjnymi systemu ASG-EUPOS ETAP IV. Opracowanie i wyrównanie obserwacji GNSS. Raport CBK dla GUGiK [Pomiary wykonane przez Konsorcjum: OPGK sp. z o.o. w Lublinie (lider), CBK-Warszawa - wykonanie prac w etapie IV, PPGK S.A. Warszawa, PPG Sp. z o. o. Warszawa, OPGK w Łodzi Sp. z o.o., PMG Sp z o.o., Katowice], Warszawa, lipiec 2011.
- [3] Kadaj R.: Algorytm opracowania modelu PL-geoid-2011. Seminarium KG PAN i Wydział Geodezji i Kartografii PW p.t. Realizacja osnów geodezyjnych a problemy geodynamiki, Grybów, 25-27 września 2014.
- [4] Kadaj R.: Formuły odwzorowawcze i parametry układów współrzędnych. Wytoczne Techniczne G-1.10 (załącznik – program TRANSPOL). Wyd. GUGiK, Warszawa 2001.
- [5] Kadaj R.: Skutki metryczne wprowadzenia układu PL-ETRF2000, w tym dotyczące kalibracji modeli quasi-geoidy. Konferencja Komisji Geodezji Satelitarnej Komitetu Badań Kosmicznych i Satelitarnych PAN AGH w Krakowie, 24-27 września 2013.
- [6] Kadaj R., Świętoń T.: TRANSPOL 2.06 – Program transformacji i przeliczeń współrzędnych pomiędzy różnymi układami w państwowym systemie odniesień przestrzennych. Opis metod, algorytmów i oprogramowania. Wykonano dla GUGiK na podstawie umowy nr BO-4-2503-183/GI-2500-610-83/2012 z dnia 17 grudnia 2012. Program wraz z opisem dostępny na stronach: www.gugik.gov.pl, www.asgeupos.pl.
- [7] Liwosz T., Rogowski J., Kruczyk M., Rajner M., Kurka W.: Wyrównanie kontrolne obserwacji satelitarnych GNSS wykonanych na punktach ASG-EUPOS, EUREF-POL, EUVN, POLREF i osnowy I klasy wraz z oceną wyników. Katedra

Geodezji i Astronomii Geodezyjnej Wydział Geodezji i Kartografii Politechnika Warszawska, Raport dla GUGiK-Warszawa, Warszawa, 15 grudnia 2011.

- [8] Materiały informacyjne ASG-EUPOS na stronach www.asgeupos.pl, www.gugik.gov.pl
- [9] Materiały informacyjne firmy AlgoRes-Soft na stronie www.geonet.net.pl
- [10] Rozporządzenie Rady Ministrów z dnia 15 października 2012 r. w sprawie państwowego systemu odniesień przestrzennych.
- [11] Rozporządzenie Rady Ministrów z dnia 24. sierpnia 2000 r. w sprawie państwowego systemu odniesień przestrzennych.

THE REFERENCE SYSTEMS PL-ETRF89, PL-ETRF2000 AND RELATIONS BETWEEN THEM

S u m m a r y

The new reference frame PL-ETRF2000, represented by the stations ASG-EUPOS system was introduced for use formally by the Government Ordinance in 2012., although the stations coordinates in this system became available only in July 2013. Due to the widespread use of services ASG-EUPOS important issue is the relationships between new reference frame and the existed reference system PL-ETRF89, which has in Poland more than 20-years history – applied almost all most important geodetic and cartographic "products". Depending on the application, these relationships can be "theoretical", expressed by the conformal (7-parameters) transformation or "empirical", based on an interpolation grid, which allows to take into account additional local deformations of the PL-ETRF89. For this last task, in addition to POLREF network points it became possible to use the results of the new adjustment of the old national network of first class in the PL-ETRF2000 reference frame. After introducing the new reference system PL-ETRF2000, a need to calibrate the quasi-geoid models (height anomalies) on the new ellipsoidal heights occurred. In practical use, the the point is that the satellite leveling performed using ASG-EUPOS system services and the model of quasi-geoid gave normal height in a PL-KRON86-NH without a systematic shift. The paper presents the assumptions and results of parameters estimation of conformal transformation between two systems, pointing to the need to apply these formulas in the case of integration of objects (e.g. geodetic networks) coming with different reference systems.

Keywords: reference frame, ASG-EUPOS system, transformation parameters

Przesłano do redakcji: 30.05.2015

Przyjęto do druku: 10.01.2016

DOI: 10.7862/rb.2015.187

Peter KAPALO¹
Anna SEDLAKOVA²
Orest VOZNYAK³
Ladislav TAZKY⁴

REQUIREMENT TO THE FRESH AIR IN THE CONGREGATION ROOM

We have more kinds of congregation rooms. When building of these spaces must to supervise, among other the requirements also the quality of the indoor air should be considered. In our article we are engaged analysis of ventilation in church of the 13th century. The aim is analyzing of produce of pollutant emissions from persons in the room. One of measurable the pollutant is carbon dioxide, which is produced by persons. Beside the respiration, the person produces other pollutants, such as odor and others. On the basis of experimental measurements the concentration of carbon dioxide produced by person, currently we know calculate how much air exchange is required for the room. The concentration of carbon dioxide has be smaller how 1,000 ppm and maximum up to 1,500 ppm. Already above the value of 1,000 ppm causes to decrease the concentration to perception for people. The aim of the paper is to determine the methodology for calculating the intensity of ventilation rate in the room. It is need to maintain the required air quality. Calculated ventilation rate should optimize investment and operating costs of ventilation equipment. In the work there is carried out analysis of calculation methods to determine the ventilation rate. It is processed the methodology for calculating the ventilation rate of room, there are used the measured values of concentrations of carbon dioxide. Values of concentrations of carbon dioxide and ventilation rate there are verified by experimental measurements. The methodology is selected for calculating ventilation rate applicable in to Slovakia.

Keywords: ventilation, concentration of carbon dioxide, mass flow rate, room.

¹ Author for correspondence: Peter Kapalo, Institute of Architectural Engineering. Civil Engineering Faculty, TU of Kosice. Vysokoškolská 4. 042 00 Košice. Slovakia, +421 55 602 4271, peter.kapalo@tuke.sk.

² Anna Sedlakova, Institute of Architectural Engineering. Civil Engineering Faculty, TU of Kosice. Vysokoškolská 4, 04200 Košice. Slovakia, +421 55 602 4165, anna.sedlakova@tuke.sk.

³ Orest Voznyak, Heat, Department of Gas Supply and Ventilation, National University "Lviv Polytechnic", Bandery Str.12, 79013 Lviv, Ukraine, tel: +380 322 582784, orest.voznyak@i.ua

⁴ Ladislav Ťazký, Eng. Institute of Architectural Engineering. Civil Engineering Faculty. TU of Kosice. Vysokoškolská 4, Košice. Slovakia, ladislav.tazky@tuke.sk.

1. Characteristics of congregation room

The church in Gemerský Jablonec is the oldest in the micro region Medves, which is a valuable monument of the Romanesque architecture. There was a similar church in the neighbouring village Petrovce, which is already ruined. The churches have a similar disposition - longitudinal ship with quadrangular choir and a semicircular apse and a small tower on the western facade. Since the last century the church has moisture problems, despite the fact that it is on an elevated position [3].



Fig. 1. The analyzed church in Gemer's Jablonec - Slovakia

Rys. 1. Analizowany kościół w Gemerskim Jabłońcu - Słowacja

In the construction of churches architects used different building materials. The already ruined church in Petrovce was built of bricks, while in Gemerský Jablonec just the foundation is made of bricks and above stone blocks were used. The walls were probably plastered [3].

Table 1. The number of persons in the church throughout week

Tabela 1. Liczba osób w kościele w ciągu tygodnia

	Monday	Tuesday	Wednesday	Thursday	Friday	Saturday	Sunday
Morning	25	25	25	25	25	30	35
Lunch	35	35	35	25	35	35	35
Evening	15	15	15	25	15	25	20

The total volume of air in the church is 400 m³ and total floor space is 140 m². The windows are traditional wooden type with single glazing. The door are also wooden. The length of the joints for windows and door is 20 m [3].

2. Analise of ventilation in the room

2.1. Air exchange by infiltration

The air exchange rate by infiltration is calculated for closed windows and door. The calculation [5] was performed from the next equation.

$$n = \frac{3600 \sum (i_{iv} \cdot l) \cdot B \cdot M}{V_b} \quad (1/h) \quad (1)$$

where: i_{iv} - coefficient of length of the joints air permeability [m²/(s.Pa^{0,67})]
 l - length of the joints [m]
 B - characteristic of building number [-]
 M - characteristic of room number [-]
 V_b - building volume [m³]

Calculated ventilation rate from the infiltration is $n = 0,00$ 1/h and $n = 0,19$ 1/h.

2.2. Determination of carbon dioxide mass flow

During determining of mass flow of the carbon dioxide it is needed know production of carbon dioxide at person breathing. Composition of inhaled air is differing from composition of exhaled air. Exhaled air includes less oxygen, but more of carbon dioxide and water vapor [1, 2, 4].

During the whole lifetime of a building it is required a permanent exchange of air between inside and outside the building, in order to control the indoor relative humidity of air. If the moisture is not removed adequate by means of ventilation, it will penetrate into the walls, which will create in time mold and dampness [7].

In our study it is calculated mass flow for every person in a room. A young person exhaled approximately 7.6 mg of carbon dioxide per second, adult person exhaled approximately 10.15 mg of carbon dioxide per second and elderly person exhaled approximately 12.2 mg of carbon dioxide per second. The results are presented in Table 2.

Table 2. The production of mass flow in the room

Tabela 2. Masa przepływu wytworzona w pomieszczeniu

Number of persons [-]	Mass flow rate of carbon dioxide [mg/s]	Needed ventilation rate (for n=0.00 1/h) [1/h]	Needed ventilation rate (for n=0.19 1/h) [1/h]
15	159	1.33	1.20
20	213	1.78	1.70
25	266	2.22	2.20
30	318	2.65	2.60
35	377	3.14	3.20

2.3. Determination of needed ventilation rate

By using the Equation (2) according to STN EN 13 779 [6] we calculated the needed indoor air flow rate.

$$q_v = \frac{q_H}{C_{IDA} - C_{SUP}} \quad [\text{m}^3/\text{s}] \quad (2)$$

where: q_v - air flow rate required for room ventilation, $[\text{m}^3/\text{s}]$,

q_H - carbon dioxide emissions from the human source, $[\text{g}/\text{s}]$,

C_{IDA} - carbon dioxide concentration in indoor air at time t , $[\text{g}/\text{m}^3]$,

C_{SUP} - carbon dioxide concentration in supply air at time t , $[\text{g}/\text{m}^3]$,

From the air flow rate it was calculated ventilation rate for a room. Results are documented in the Table 2.

2.4. Determination of concentration of carbon dioxide

The concentration over the value of 1,000 ppm is unacceptable because the result generates discomfort caused by emissions released from the breathing of the occupants. In order to determine the required ventilation rate, it can be used the theoretical calculation method which determines the volumetric airflow rate. In this case, it is used the carbon dioxide concentration, as determined by experimental measurements. The measurements were carried out in the church, during the winter time. The carbon dioxide concentration in the room is calculated according the Equation (3) [3].

$$C_{IDA} = C_{SUP} + \frac{q_H}{q_v} \cdot \left\{ 1 - \exp \left[\left(\frac{-q_v}{V_M} \right) \cdot t \right] \right\} \quad (3)$$

where: C_{IDA} - carbon dioxide concentration in indoor air at time t , $[\text{g}/\text{m}^3]$,

C_{SUP} - carbon dioxide concentration in supply air at time t , $[\text{g}/\text{m}^3]$,

q_H - carbon dioxide emissions from the human source, $[\text{g}/\text{s}]$,

q_V - air flow rate required for room ventilation, [m^3/s],
 V_M - room volume, [m^3],
 t - time, [s].

Results of the existing course of concentration of carbon dioxide that was calculated from experimental measurement are documented in the next figure.

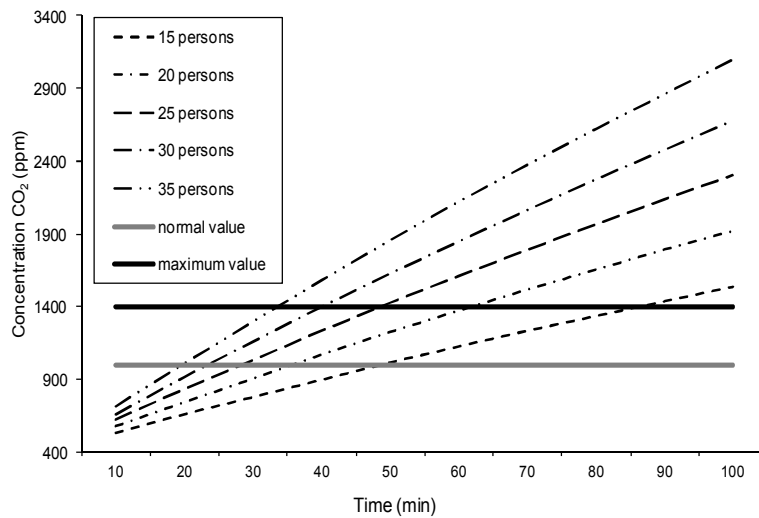


Fig. 2. The concentration of carbon dioxide

Rys. 2. Stężenie dwutlenku węgla

The calculated ventilation rate, based on the measured CO₂ concentration, is from $n=0.19$ 1/h (room air volumes/h) to $n=3.20$ 1/h (room air volumes/h).

3. Conclusion

From analyze we see that old building - church was constructed very good. For a church, the calculated ventilation rate based on the measured of carbon dioxide concentration is more accurately than according the standard STN EN 13 779 [6]. If there are only 10 people in the church there is no reason for mechanical ventilation. It is sufficient the ventilation by infiltration through the doors or windows gaps, even more as they are old. With the increasing of occupants inside the church it is necessity in more intensive ventilation - opening of door and windows.

Acknowledgements

This article was elaborated in the framework of the project KEGA 052 TUKE-4/2013.

Bibliography

- [1] Budaiová Z., Vilcekova S. (2014) Impact of indoor environmental quality on users' performance in office – Case study. Quaere 2014. vol. 4, Hradec Králové, Czech Republic, ISBN 978-80-87952-04-7, p. 1418-1426;
- [2] Edgar Voigt, Jens Pelikan: CO₂-Measurement during Ventilation. Dräger Medizin-technik GmbH, Lübeck. ISBN 3-926762-38-1;
- [3] Kapalo P., Sedláková A., Domnita F., Ťažký L.: Analyze of air exchange requirements in the spaces of church. In: SGEM 2015. Sofia: STEF92 Technology, 2015 P. 57-63. ISBN 978-619-7105-39-1 ISSN 1314-2704;
- [4] Kridlova Burdova E., Vilcekova S.: Multi Criteria Analysis of the system environmental assessments of buildings. In: TZB Haustechnik. (2010), ISSN 1210-356X, pp 38-40.
- [5] STN EN 730540-2 (2012), Thermal performance of buildings and constructions, E.U., 2012, pp 3-8;
- [6] STN EN 13779 (2007), Ventilation in nonresidential buildings. General requirements for ventilation and air conditioning equipment, E.U., 2017, pp 12-15;
- [7] Toth S., Vojtuš J., Monitoring and analysis of fungal organisms in building structures, Advanced Materials Research, Vol. 969, Trans Tech Publications Inc., U.S.A., 2014, ISSN 1022-6680, pp 265-270.

WYMOGI DLA ŚWIEŻEGO POWIETRZA WE WNĘTRZU KOŚCIOŁA

Streszczenie

Budowanych jest coraz więcej kościołów parafialnych. Wznosząc te obiekty należy przestrzegać wymogi dotyczące jakości powietrza wewnątrz nich. W artykule zajęto się analizą wentylacji w kościele z XIII wieku. Celem analizy była emisja zanieczyszczeń powodowana przez osoby będące w kościele. Jednym z mierzonych zanieczyszczeń był dwutlenek węgla wydychany przez osoby. Obok oddychania, osoba produkuje inne zanieczyszczenia, jak np. zapach. Na podstawie pomiarów doświadczalny poznano stężenie dwutlenku węgla wytwarzanego przez osobę, i jest znana konieczna objętość wymiany powietrza w kościele. Stężenie dwutlenku węgla powinna być mniejszym niż 1,000 ppm, a maksymalna do 1,500 ppm., ponieważ ponad wartością z 1,000 ppm skutkuje zmniejszenie koncentracji. Celem artykułu jest ustalenie metodologii dla obliczania intensywności wentylacji pomieszczenia, do uzyskania wymaganego stopnia czystości powietrza. Oszacowany wskaźnik wentylacji powinien optymalizować inwestycję i koszty eksploatacyjne wentylacji. Przedstawiono również analizę metod obliczania wskaźnika wentylacji dopasowanego do warunków obowiązujących na Słowacji.

Słowa kluczowe: wentylacja, stężenie dwutlenku węgla, współczynnik przepływu masowego kościół parafialny

Przesłano do redakcji: 8.06.2015

Przyjęto do druku: 10.01.2016

DOI: 10.7862/rb.2015.188

Peter KAPALO¹
Orest VOZNYAK²

EXPERIMENTAL MEASUREMENTS OF A CARBON DIOXIDE CONCENTRATION FOR DETERMINING OF A VENTILATION INTENSITY IN A ROOM AT PULSING MODE

Air distribution by interaction of counter non coaxial air jets at pulsing mode has been considered. Dynamic parameters of air flow that is created due to interaction of counter non coaxial flat air jets at their leakage at pulsing mode and creation of dynamic indoor climate in a room has been determined. This paper is aimed to develop a methodology for determining the intensity of ventilation of indoor premises based on the experimental measurements of the concentration of carbon dioxide. Using experimental measurements and the knowledge gained in the study of this issue, in the work the method for intensity ventilation determining of the indoor premises was developed on the basis of the measured values of carbon dioxide which was verified also by another experimental measurements. The resulting values of ventilation intensity rate obtained by calculation from the measured values of carbon dioxide were compared with the results of calculations executed according to the laws and standards, valid in Slovakia. Based on measured values of carbon dioxide concentrations a method for calculation of the ventilation intensity was developed and compared with the methods used in Slovakia.

Keywords: air distribution, air jet, pulsing mode, dynamic indoor climate, air velocity, flow rate

1. Introduction

Considering the fact that in operating costs of the new building the important place take expenses on heating, mainly, on air heating in systems of ventila-

¹ Author for correspondence: Peter Kapalo, Department of Engineering Equipment of Buildings, Kosice Technical University, Vysokoškolská 4, 040 01 Košice, Slovakia, tel: 055/602 4211, peter.kapalo@tuke.sk.

² Orest Voznyak, "Heat, Gas Supply and Ventilation" National University "Lviv Polytechnic", Bandery Str.12, Lviv, Ukraine, 79013, tel: +380 322 582784, orest.voznyak@i.ua

tion, the measures directed on optimization of the intensity of ventilation at maintaining comfort of consumers, are of high importance and have national character.

To reduce electricity consumption it is possible to use air-conditioning equipment providing heat recovery from exhaust air. When choosing the ventilating equipment it is necessary to consider the correct boundary conditions that the ventilating equipment wasn't the overestimated or underestimated power with the aim of optimizing investment and operating costs of ventilation equipment in compliance with sanitary requirements with regard to air quality in the internal environment of buildings.

Investigations in non-industrial and industrial buildings testify that exactly variable irritants influence favourably on human's thermal sensitivity. Pulsing mode of flowing out incoming jets means the creation of dynamic indoor climate that positively reflects on the thermal regulation of human's organism.

2. State of problem

Analysis for calculating the intensity of ventilation rate in the buildings is carried out according to regulations and standards valid in Slovakia. In Slovakia the estimated ventilation intensity is regulated by several law regulations and instructions:

- Edict of the government of the Slovak Republic 391/2006 from 24 of May 2006 [1].
- Edict of the Ministry of transport, construction and region development of the Slovak Republic 364/2012 from 12 of November 2012 [2].
- Standard STN 73 0540-2 Thermal protection of buildings. Thermotechnical properties of building constructions and structures. Part 2: Functional requirements. July 2012 [3].
- Standard STN EN 15251: 2007 Indoor environmental input parameters for design and assessment of energy performance of buildings addressing indoor air quality, thermal environment, lighting and acoustics [4].
- Standard STN EN 13779 Ventilation for non-residential buildings. General requirements for ventilation and air-conditioning equipment. April 2005 [5].

Intensity of air exchange in the tested room generally can be defined by calculations and measurements. In this work the room with natural ventilation is examined. In the most part of the room there is an uncontrollable air infiltration and exfiltration. Natural ventilation can be considered as air exchange of the internal environment due to the pressure difference, which is caused by the effects of natural forces arising from temperature difference or the dynamic action of wind.

This problem is complicated by taking into account the ventilation pulsing mode and creating of dynamic indoor climate in the room. The dynamic indoor

climate provides more comfortable conditions for human body both heat and dynamic aspects.

We can give an example of the well-known research of working place ventilation system for welding shops with the pulse air flow and frequency of its oscillation in a serviced area $n = 6 - 15 \text{ min}^{-1}$ and period $T = 4 - 10 \text{ sec}$. Also the appliance is known that is an air pipe divided by a lengthwise partition. Its installation gives an opportunity to ensure a periodical change of velocity of exit air jet from the nozzle at the expense quantity change of incoming air in each of two parts of this air pipe.

The aim of this work is the determination of CO_2 concentration at air flow, that is created by interaction of counter non coaxial flat jets at their leakage at pulsing mode and creation of dynamic indoor climate in a room.

The increasing of the CO_2 concentration can be mathematically represented by the following formula:

$$C_{IDA} = C_{SUP} + \frac{q_m}{q_v} \cdot \left(1 - \exp\left(\frac{-q_v}{V_M} \cdot t\right) \right) \quad [\text{mg}/\text{m}^3] \quad (1)$$

where: C_{IDA} - concentration of CO_2 in the air in a room for time t [mg/m^3];

C_{SUP} - concentration of CO_2 in the supply air for time t [mg/m^3];

q_m - mass flow rate of CO_2 in the room, which comes from the source of pollutants [mg/s];

q_v - the volume of airflow required for the ventilation of the room [m^3/s] at constant regime;

V_M - volume of the room [m^3];

t - time [s].

Mentioned values indicate the volume of the room, time of change CO_2 concentration, given in ppm, to be recalculated in units of mg/m^3 . Unknown quantities are our mass flow of pollutants and flow rate of fresh air that penetrates into the room due to infiltration.

The value of ventilation rate is determined similarly by the graph on the basis of changes in the concentration of CO_2 . When calculating changes in CO_2 concentration formula 1 is used, in which we take a mass flow of CO_2 , the volume of the room and measured initial concentration of CO_2 . The calculations are performed for each hour and for different intensity of ventilation. The overall result should be arranged in such way that the initial value of CO_2 concentration was specified in ppm. For our case, results are shown in figure 1. In figure 1 we can see the increasing of the concentration of CO_2 at different intensity of ventilation. The curve which is second in order from the top marks the course of CO_2 concentration for ventilation rate $n = 0.5 \text{ l/h}$, which corre-

sponds to the obtained ventilation intensity due to infiltration in the office. Calculated changes of CO₂ concentration correspond to the actual measured value.

The concentration of CO₂ in outdoor air in our case amounted to 380 ppm. The initial concentration of CO₂ in the beginning of measurements was 380 ppm. If the desired level of CO₂ will be 1000 ppm, then in figure 1 we are looking for the value of the concentration of CO₂, which does not exceed the limit value of 1000 ppm. The required intensity of ventilation is determined graphically on the basis of changes in the concentration of CO₂, described in figure 1. In our case, changes in the concentration are described by the solid line indicating the intensity of ventilation 0.7 l/h.

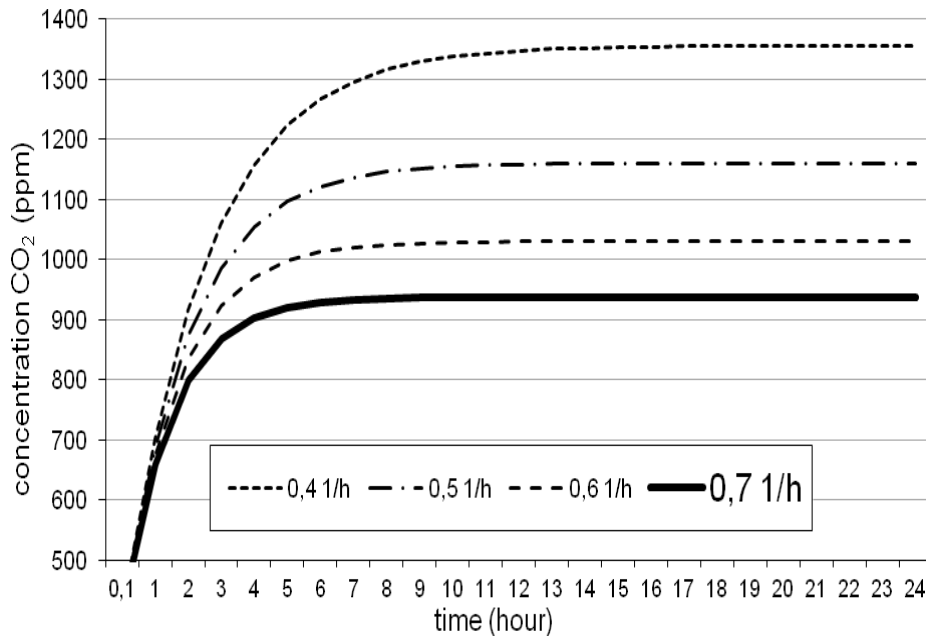


Fig. 1. Changes in the concentration of CO₂ at different intensity of ventilation - work in a sitting position

Rys. 1. Zmiany stężenia CO₂ przy różnym nasileniu wentylacji - praca w postawie siedzącej

This is constant regime and now let us consider the scheme of interaction of counter non coaxial air flat jets at their leakage at pulsing mode (figure 2), where air flow and initial velocity change in accordance with periodic regularity.

Let the jet is symmetrical relatively its axis, and the axial velocity V_x in determined point **A** with coordinate X_A in case of constant motion (without using pulse mode) determines from the formula of calculation of the axial velocity V_0 is known.

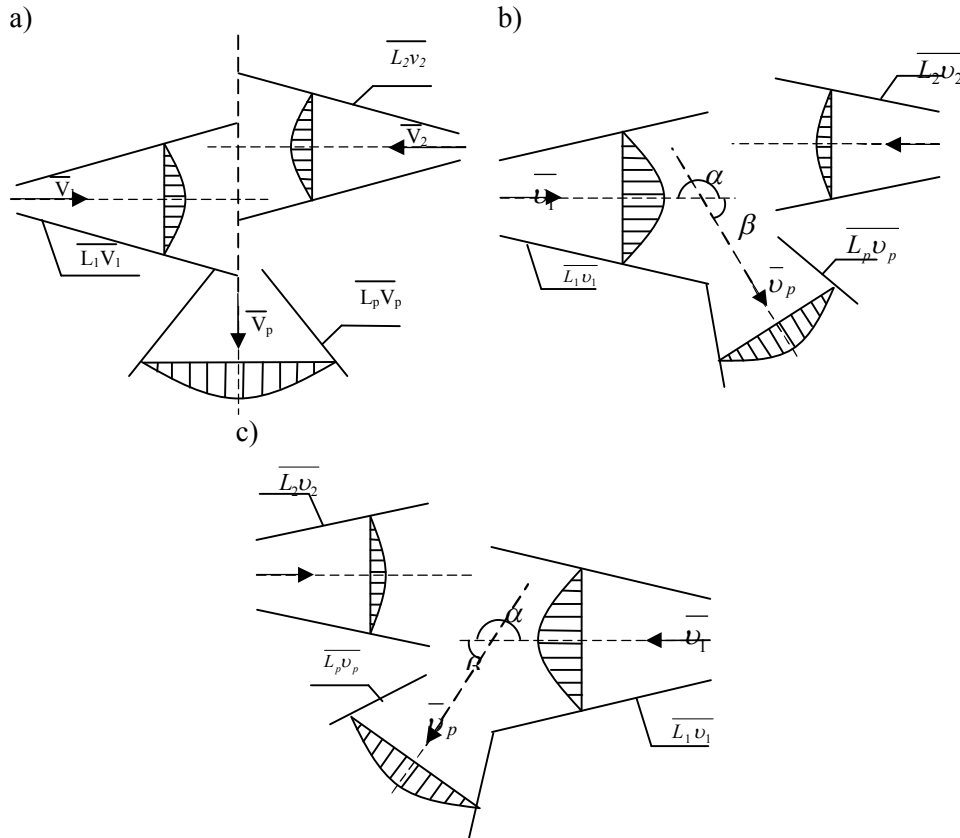


Fig. 2. Scheme of interaction of counter non coaxial flat air jets: a) $L_1 = L_2$; b) $L_1 > L_2$; c) $L_1 < L_2$
 Rys. 2. Schemat interakcji w łączniku z niesosiowymi płaskimi dyszami powietrza: a) $L_1 = L_2$; b) $L_1 > L_2$; c) $L_1 < L_2$

Using the pulse supply with a help of appliance [2] initial velocity V_0 of jet exit from the nozzle will oscillate according to the periodical order, namely it will change within the limits from V_{0min} to V_{0max}

$$V_0 = \bar{V}_0 + A \cdot \cos \omega t \tag{2}$$

where \bar{V}_0 - mean V_0 at period of vibration, m/s;
 A - amplitude of V_0 oscillation, m/s;
 ω - cyclic frequency of oscillation, s^{-1} ;
 t- time, s.

Values \bar{V}_0 , A and ω can be determined from the formulas:

$$\bar{V}_0 = 0,5 \cdot (V_{0_{max}} + V_{0_{min}}) \quad (3)$$

$$A = 0,5 \cdot (V_{0_{max}} - V_{0_{min}}) \quad (4)$$

$$\omega = \frac{2\pi}{T} \quad (5)$$

T - period of oscillation, [s].

We observe that during the initial moment of time the neutral position of partition was taken.

Similarly lets write the expression for the axial velocity oscillation when $\omega = \frac{2\pi}{T}$ is taken into consideration.

$$V_x = \bar{V}_x + B \cdot \cos\left(\frac{2\pi}{T}t - \varphi\right) \quad (6)$$

Since axial velocity V_x is late at phase comparatively with V_0 , so initial phase comes into expression with negative sign.

Mean V_x and amplitude of its regression B are determined analogically as the initial parameters:

$$\bar{V}_x = 0,5 \cdot (V_{x_{max}} + V_{x_{min}}) \quad (7)$$

$$B = 0,5 \cdot (V_{x_{max}} - V_{x_{min}}) \quad (8)$$

After that we obtain:

$$\bar{V}_x + B \cdot \cos(\omega t - \varphi) = \bar{V}_0 \frac{m\sqrt{F_0}}{x} + A \frac{m\sqrt{F_0}}{x} \cdot \cos \omega t \quad (9)$$

From constant mode is the partial case of the pulse supply with the amplitudes of oscillation $A = 0$ and $B = 0$, so equation (9) changes into (10) and is analogical to (1).

$$\bar{V}_x = \bar{V}_0 \frac{m\sqrt{F_0}}{x} \quad (10)$$

Taking into consideration (9), (10) we have:

$$B \cdot \cos\left(2\pi \frac{t}{T} - \varphi\right) = A \frac{m\sqrt{F_0}}{x} \cdot \cos 2\pi \frac{t}{T} \quad (11),$$

from where we determine amplitude B:

$$B = A \frac{m\sqrt{F_0}}{x} \cdot \frac{\cos 2\pi t/T}{\cos(2\pi t/T - \varphi)} \quad (12)$$

Air flow rate in pulsing mode (figure 3):

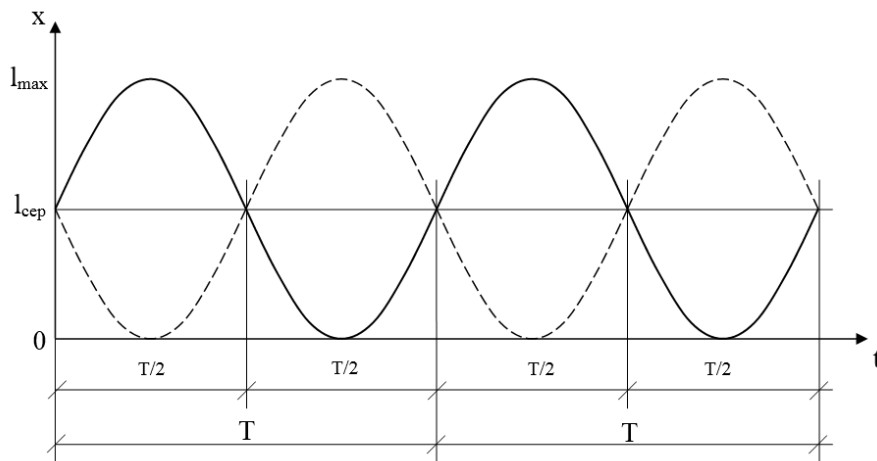


Fig. 3. Periodical change both of air flow rate and CO₂ concentration in the room

Rys. 3. Cykliczna zmiana zarówno wskaźnika przepływu powietrza jak i stężenia CO₂ w pomieszczeniu

$$q_0 = \bar{q} + A_1 \sin \omega t \quad (13)$$

Concentration of CO₂ in the supply air for time t [mg/m³] in pulsing mode:

$$C_{SUP} = \bar{C} + A_2 \sin \omega t \quad (14)$$

Concentration of CO₂ in the air in a room for time t [mg/m³] in pulsing mode:

$$C_{IDA} = \bar{C} + A_2 \sin \omega t + \frac{q_{ms}}{q + A_1 \sin \omega t} \left(1 - \exp \frac{\bar{q} + A_1 \sin \omega t}{V_M} \right) \quad (15)$$

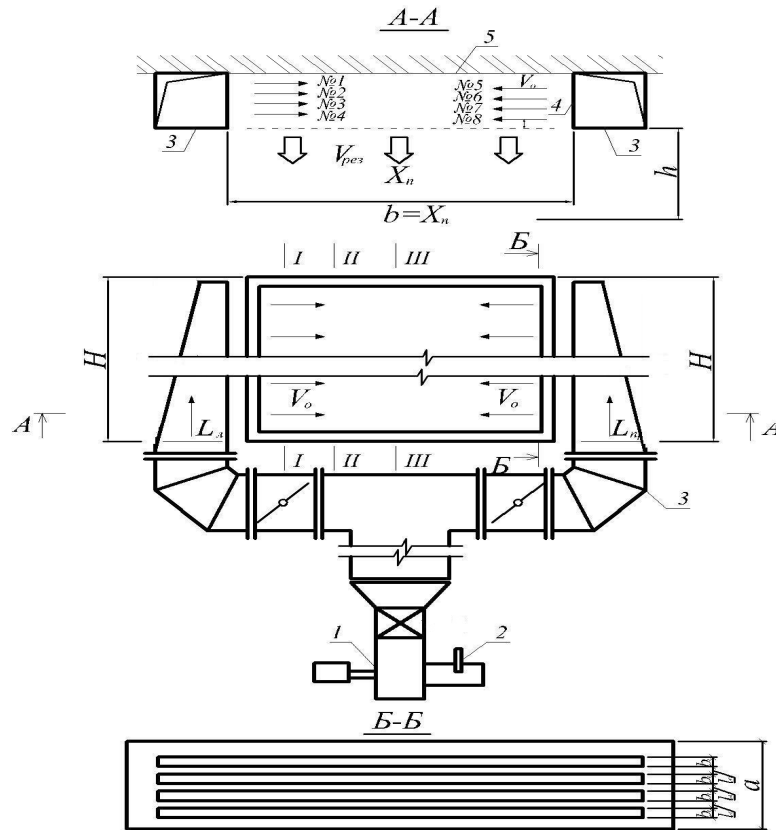


Fig. 4. Scheme of experimental installation, where: 1 – radial fan; 2 – damper; 3 – air pipe with size $a \times b = 350 \times 350$ mm; 4 – air distribution devices with width by $b_o = 20$ mm; 5 – base; h – running distance

Rys. 4. Schemat eksperymentalnej instalacji, gdzie: 1 – wentylator promieniowy; 2 – zasuwa; 3 – przewód wentylacyjny o przekroju $a \times b = 350 \times 350$ mm; 4 – mechanizm rozdziału powietrza o szerokości $b_o = 20$ mm; 5 – podstawa; h – droga przepływu

Experimental investigations have been carried out at the installation, presented on figure 4 at such conditions and simplifications:

- air jets are isothermal;
- incoming nozzles are holes with width 20 mm and with length of 1,5 m;
- coefficient of velocity extinction $m = 2,5$;
- initial air velocities in nozzle were: $v = 5 - 15$ m/s;
- period of velocity change at experimental investigations was constant: $T = 15$ min.;
- air flow rates were: $L = 200 - 500$ m³/h.

Air velocity have been measured by thermal electrical anemometr testo-405 at using coordinate device with net of points 5×5 sm.

3. Conclusions

1. Air flow rate in total flow is constant, but components q_i are variable at periodic regularity. So does CO_2 concentration.
2. Direction change of total air flow from 0 to 180° is provided.
3. Pulsing mode of air distribution provides decreasing of CO_2 concentration in a room.

Acknowledgements

This article was elaborated in the framework of the project KEGA 052 TUKE-4/2013.

Bibliography

- [1] Kapalo P.: Analysis of ventilation rate and concentrations of carbon dioxide in the office Lviv. Visnik National University Lviv Polytechnic, Ukraine. September 2013. P. 69, ISSN 0321-0499
- [2] Muntea C., Florin D., Kapalo P., Nagy R., Air quality and effect of ventilation in buildings. Visnyk Nats. Un-tu «Lvivska politehnika» № 737 «Teoria I praktyka budivnytstva», 2013. – c.78 – 82.
- [3] Regulation of Ministry of Transport, Construction and Regional development of the Slovak Republic 364/2012 from 12 of November 2012.
- [4] Edict 391/2006 Collection of Laws (2006) Enactment of ministry Slovak republic from 24. may 2006.
- [5] Standard STN 73 0540-2 Thermal protection of buildings. Thermotechnical properties of building constructions and structures. Part 2: Functional requirements. July 2012.
- [6] STN EN 15251 (2007) Indoor environmental input parameters for design and assessment of energy performance of buildings addressing indoor air quality, thermal environment, lighting and acoustics.
- [7] Standard STN EN 13779 Ventilation for non-residential buildings. General requirements for ventilation and air – conditioning equipment. April 2005.
- [8] Voznyak O.. Relationship between a Person Heat Exchange and Indoor Climate. “Selected scientific Papers” 10th Rzeszow-Lviv-Kosice Conference 2005 Supplementary Issue. Technical University of Kosice. – p. 148 – 152.
- [9] Voznyak O.. Dynamichnyj mikroklimat ta energooschadnist – Visnyk Nats. Un-tu «Lvivska politehnika» № 460 «Teploenergetyka. Inzhenerija dovkillia. Avtomatyzatsija», 2002 (in Ukrainian) – c.150 - 153.
- [10] Voznyak O., Myroniuk K., Sukholova I. Zastosuvannya povitrorozpodilu vzayevodiyeyu zustrichnyh nespivvisnyh strumyn – Zbirnyk MOTROL «Motoryzacija I Energetyka rolnictwa», Tom 13 C, - Lublin, 2011 (in Ukrainian) – c.24 - 31.

POMIARY DOŚWIADCZALNE STĘŻENIA DWUTLENKU WĘGLA DLA USTALANIA INTENSYWNOŚCI WENTYLACJI W POKOJU W TRYBIE PULSACYJNYM

Streszczenie

W artykule rozpatrywano rozpraszanie powietrza z uwzględnieniem interakcji w łącznikach z niewspółosiowymi dyszami powietrznymi w trybie pulsacyjnym. Określono dynamiczne parametry przepływu powietrza wywołane interakcją w łącznikach z niewspółosiowymi płaskimi dyszami powietrznymi na ich wylocie w trybie pulsującym i tworzonego dynamicznego klimatu wewnątrz pokoju. Zamierzeniem artykułu było opracowanie metodologii dla ustalania intensywności wentylacji wnętrza pokoju, bazując na pomiarach doświadczalnych stężenia dwutlenku węgla. Wykorzystując pomiary doświadczalne i wiedzę zdobytą w badaniach tego zagadnienia, w pracy nad określeniem metody dla intensywności wentylacji wewnątrz pokoju, jako podstawa zostały wykorzystane zmierzone wartości dwutlenku węgla, które były weryfikowane również przez inne pomiary doświadczalne. Wynikowe wartości wielkości intensywności wentylacji uzyskanej z obliczeń mierzonych wartości dwutlenku węgla zostały porównane z wynikami obliczeń wykonanych zgodnie z normalizacją i aktami prawnymi obowiązującymi na Słowacji. Na podstawie zmierzonych wartości stężenia dwutlenku węgla została opracowana metoda obliczania intensywności wentylacji i porównano ją z metodami wykorzystanymi na Słowacji.

Słowa kluczowe: rozdział powietrza, dysza powietrzna, tryb pulsacyjna, dynamika klimatu wewnętrznego, szybkość przepływu powietrza, natężenie przepływu

Przesłano do redakcji: 8.06.2015

Przyjęto do druku: 10.01.2016

DOI: 10.7862/rb.2015.189

Janusz KOGUT¹
Lidia BUDA-OŻÓG²
Wanda KOKOSZKA³
Izabela SKRZYPCZAK⁴

O MOŻLIWOŚCIACH WZMACNIANIA MOSTÓW PŁYTOWO BELKOWYCH W ASPEKCIE PROJEKTOWANIA I REALIZACJI ROBÓT WZMOCNIENIOWYCH

Dynamiczny wzrost obciążeń i intensywności ruchu na sieci drogowej powoduje konieczność wzmocnienia wielu istniejących obiektów mostowych o niewystarczających parametrach geometrycznych (ilości i szerokości pasm ruchu) oraz słońści. Modernizacje każdego obiektu inżynierskiego wymagają od osób biorących w nich udział rozważań i wiedzy eksperckiej na każdym etapie, począwszy od projektowania kończąc na wykonawstwie. Projektowanie i realizacja tych prac staje się znakomitym polem obserwacji i zdobywania doświadczeń. Zaskakują często one splotem wydarzeń uwidaczniających, że z pozoru nieistotne czynności wykonawcze są powodem dużych trudności, a czasem nawet poważnych awarii wzmocnianych obiektów. W artykule przedstawiono problemy projektowania i realizacji wzmocnień na przykładzie remontu mostu drogowego przez rzekę Jasiołkę w województwie podkarpackim. Dla wzmocnianego obiektu przeprowadzono pomiary inwentaryzacyjne i oględziny oraz badania sklerometryczne i chemiczne betonu. Na podstawie otrzymanych wyników określono zakres korozji elementów konstrukcyjnych, stan ich zarysowania oraz stan elementów wyposażenia. Wyniki tych badań oraz szczątkowa dokumentacja techniczna mostu pozwoliły określić sposób jego remontu i wzmocnienia. Realizacja wspomnianych robót dla tego obiektu unaoczniała problemy związane z projektowaniem i realizacją tego typu prac dla żelbetowych płytowo-belkowych obiektów mostowych.

Słowa kluczowe: projektowanie, wzmocnianie, beton, most

¹ Janusz Kogut, Politechnika Krakowska, ul. Warszawska 24, 31-155 Kraków, jkogut@pk.edu.pl

² Lidia Buda-Ożóg, Politechnika Rzeszowska, ul. Poznańska 2, 35-211 Rzeszów, lida@prz.edu.pl

³ Wanda Kokoszka, Politechnika Rzeszowska, ul. Poznańska 2, 35-211 Rzeszów, wandak@prz.edu.pl

⁴ Autor do korespondencji: Izabela Skrzypczak, Politechnika Rzeszowska, ul. Poznańska 2, 35-211 Rzeszów, izas@prz.edu.pl

1. Wstęp

W ostatnich latach obserwuje się dynamiczny wzrost obciążeń i zarazem większe natężenie ruchu na drogach krajowych, powiatowych i gminnych. Ta intensyfikacja użytkowania sieci drogowej generuje konieczność wzmacniania wielu istniejących obiektów mostowych, których nośność oraz parametry geometryczne (ilość i szerokości pasm ruchu) są w obecnych warunkach niewystarczające.

Dotyczy to w szczególności mostów żelbetowych płytowo-belkowych, zbudowanych u schyłku lat sześćdziesiątych. W obiektach tych obserwuje się - oprócz wymienionych wyżej mankamentów - daleko posuniętą degradację elementów konstrukcyjnych i wyposażenia, spowodowaną czynnikami eksploatacyjnymi i utrzymaniowymi. Klasycznym tego przykładem był most przez rzekę Jasiołkę w województwie podkarpackim, stanowiący ważny element miejskiej infrastruktury transportu i komunikacji. Dlatego koniecznym stało się przeprowadzenie jego modernizacji.

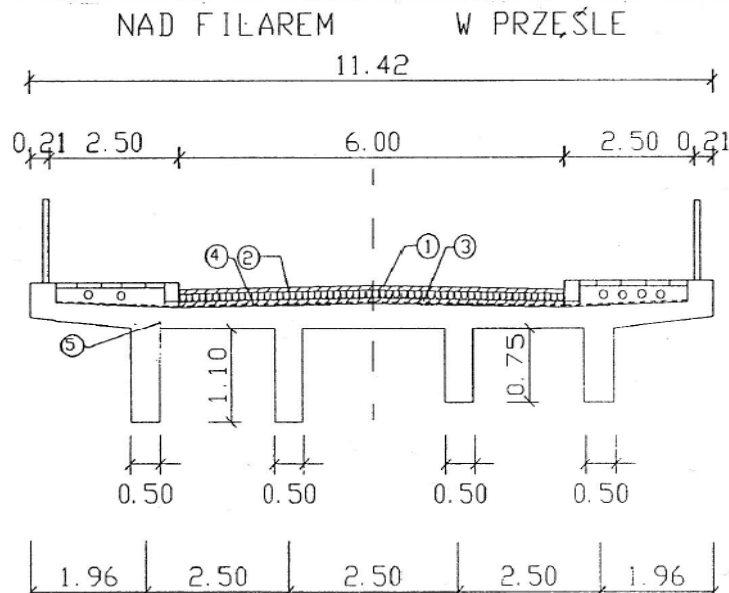
2. Określenie parametrów projektowych mostu

2.1. Inwentaryzacja i badania mostu

Wzmacniany obiekt mostowy miał trzy przęsła żelbetowe płytowo-belkowe. Rozpiętości teoretyczne przęseł wynosiły $14.70 + 21.00 + 14.70$ m. Zawierał 4 belki o zmiennej wysokości. Szerokość użytkowa mostu wynosiła: jezdni - 6.00 m, obustronnych chodników - po 2.50 m [8].

Przekrój poprzeczny obiektu wraz z legendą przedstawiono na rysunku 1.

Dla wzmacnianego obiektu przeprowadzono szczegółowe pomiary inwentaryzacyjne i oględziny mostu oraz badania sklerometryczne i chemiczne betonu [3]. Na podstawie otrzymanych wyników badań określono zakres korozji elementów konstrukcyjnych, stan ich zarysowania oraz stan elementów wyposażenia. Wyniki badań oraz szcążkowa dokumentacja techniczna mostu pozwoliły określić sposób jego remontu i wzmocnienia.



Legenda: 1- beton asfaltowy, 2 – kostka kamienna, 3 – beton ochronny, 4 – izolacja, 5 – ustrój nośny płytowo-belkowy

Rys. 1. Przekrój poprzeczny mostu przed modernizacją

Fig. 1. The cross-section of the bridge before the modernization

2.2. Przebieg próbnego obciążenia

Zaproponowano tradycyjny model wzmocnienia mostu przez pogrubienie 14-to centymetrowej płyty pomostu zespolonym z nią nadbetonem o grubości od 12 do 19 cm. Zmienna grubość nadbetonu wynikała z konieczności ukształtowania zalecanych spadków mostu, poprzecznego i podłużnego, oraz zachowania niwelety obiektu - w pionowym łuku wypukłym. Projekt modernizacji mostu objął także remont stref przypodporowych dwóch belek wraz z przyległą do nich częścią płyty, remont poprzecznic końcowych, wymianę łożysk stalowych, a także powierzchniowe uzupełnienia oraz zabezpieczenia płyty i belek. Ponieważ stan podpór nie budził zastrzeżeń zalecono jedynie powierzchniowe zabezpieczenie ich przed korozją. Ostatecznie, w uzgodnieniu z inwestorem przyjęto w koncepcji programowej modernizacji mostu następujące parametry:

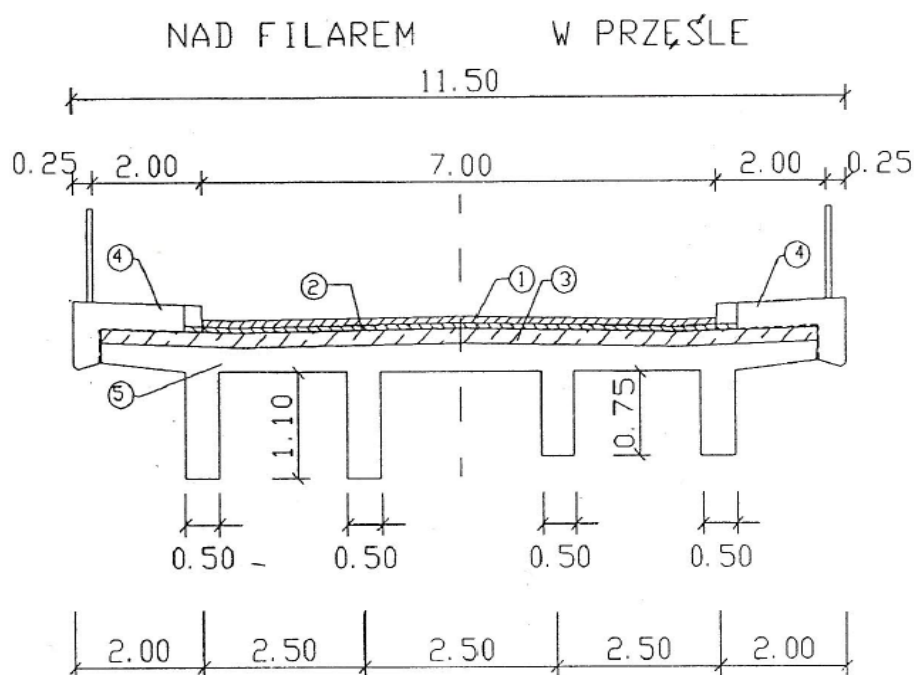
- szerokość jezdni - 7,0 m
- szerokość chodników dla pieszych - 2 x 2,0 m
- szerokość całkowita - $B_L = 11,40$ m
- rozpiętości teoretyczne przęseł - $L_t = 14,70 + 21,00 + 14,70$ m
- klasa obciążeń obiektu - B wg. PN - 85/S - 10030 [1]

- wyposażenie i konstrukcje podwieszonych urządzeń obcych - typowe dla obiektów miejskich o ruchu ciężkich pojazdów;
- konieczny warunek: remont przy utrzymaniu ruchu na połowie jezdni;
- dojazdy do mostu: płynne połączenie niwelety jezdni na moście z niweletami na dojazdach do niego.

Respektując wszystkie powyższe założenia opracowano projekt remontu mostu zgodnie zaleceniami [1-7].

Zaprojektowany wzmocniony przekrój poprzeczny przedstawiono rys. 2.

Prace remontowe zrealizował wykonawca wyłoniony w trybie konkursu.



Legenda: 1 – warstwy nawierzchniowe, 2 – izolacje, 3 – nadbeton zbrojony, 4 – kapy chodnikowe, 4 – ustrój nośny płytowo-belkowy

Rys. 2. Przekrój poprzeczny mostu po modernizacji

Fig. 2. The cross-section of the bridge after modernization

3. Prace remontowe i modernizacyjne

Remont mostu rozpoczęto od demontażu wyposażenia połowy obiektu i rozbiórki jednego chodnika, w późnych miesiącach letnich. Pierwszym etapem prac wykonawczych było usunięcie z jezdni kostki kamiennej betonu ochronnego, izolacji z papy, a z chodnika - betonowych płytek chodnikowych, wypełnie-

nia z betonu żuźlowego oraz dwóch przewodów $\varnothing 150$ mm czynnego gazociągu średnioprężnego. Gazociąg był bez rur osłonowych, co świadczyło o niefrasobliwości służb drogowych i komunalnych. Odsłonięcie płyty pomostu umożliwiło sprawdzenie geometrii pomostu. Pomiary potwierdziły przyjęte wymiary obiektu w planie, natomiast rzędne niwelety wierzchu płyty odbiegały od rzędnych projektowych. Stwierdzono znaczne obniżenie płyty w przęśle środkowym co, aby utrzymać niweletę według łuku pionowego wymagało pogrubienia nadbetonu do ok. 23 cm. Konieczność tak znacznego zwiększenia jego grubości a przez to ciężaru własnego konstrukcji, wywołała wątpliwości czy będzie możliwe utrzymanie klasy obciążenia B. Ponowne obliczenia statyczno-wytrzymałościowe potwierdziły te wątpliwości. Dlatego ostatecznie zdecydowano, iż obiekt po remoncie będzie dostosowany do przejmowania obciążeń klasy C. Po tej decyzji remont połowy mostu przebiegł sprawnie, nie następując większych trudności, z wyjątkiem jednej. Była nią niemożność oczyszczenia szczelin dylatacyjnych między poprzecznkami końcowymi i ściankami nisz łożyskowych przyczółków, spowodowana wysokimi temperaturami. Szerokość szczelin wynosiła 5 cm.

Wznovione prace po przerwie zimowej na drugiej połowie obiektu wydały się ze względu na ich powtarzalność, że będą bardzo łatwe. Rozpoczęto od oczyszczenia pompą wodną szczelin między poprzecznkami a ściankami przyczółków. Wtedy zauważono nad filarami na powierzchniach gzymsów kap chodnikowych rysy pionowe szerokości 0.2 mm. Naszym zdaniem świadczyło to o dwóch zjawiskach:

- konstrukcje przęseł wskutek niemożności swobodnego przesuwania się przy rozszerzeniach termicznych (wypełnione szczeliny dylatacyjne) pracowały jako częściowo sprężone, w takich warunkach wykonano kapy chodnikowe.
- oczyszczenie dylatacji umożliwiło swobodny przesuw konstrukcji, a przez to spowodowało jej rozprężenie, co stało się przyczyną ogromnej koncentracji naprężeń w dole gzymsów kap chodnikowych, znacznie przekraczających wytrzymałość betonu na rozciąganie.

Te zjawiska były prawdopodobnie przyczyną powstania rys. Aby ich uniknąć zastosowano w drugiej połowie mostu, nad filarami, pozorne zdylatowanie kapy chodnikowej, paskami cienkiej płyty pilśniowej.

Kolejnym etapem prac była wymiana na przyczółkach stalowych łożysk wałkowych na łożyska elastomerowe. Wymagało to podniesienia w dwóch etapach przęseł skrajnych, uwolnienia istniejących łożysk i zainstalowanie nowych. Wówczas pojawiły się na dwóch belkach pionowe rysy o rozwarości 0.2 do 0.4 mm, nie stwierdzone w trakcie inwentaryzacji mostu. Analiza zastosowanego sposobu podnoszenia belek nasunęła wątpliwości, czy wykonawca robót dotrzymał warunków i zaleceń podanych w projekcie tj. czy nie przekroczył wyznaczonych wartości podniesienia wynoszącej 3 mm. Groziło to zniszczeniem przęseł skrajnych. Pomiary sprawdzające wykazały,

że w rzeczywistości końce belek podniesiono 17 mm. Po opuszczeniu konstrukcji do poziomu projektowego - rysy zamknęły się. Wnioski z zaistniałej sytuacji są oczywiste. Konstrukcja przęsła poddana obciążeniu użytkowemu na połowie jezdni, a więc działającemu mimośrodowo obciążeniu użytkowemu na połowie jezdni, konstrukcja dodatkowo została przeciążona wskutek nadmiernego przemieszczenia pionowego (podniesienie końców belek). Sumaryczne obciążenie spowodowało duże dodatkowe naprężenia skracające belek i stad pojawienie się rys. Wymiana łożysk niekoniecznie wymaga podniesienia przęsła. Postępowaniem bezpieczniejszym z punktu widzenia statyki konstrukcji jest tymczasowe bezpośrednie podparcie na podporze konstrukcji przęsła i obniżenie łożysk. Można to zrealizować przez kolejne podwiercanie betonu pod dolnymi płytami łożysk, powodujące ich obniżenie, co w efekcie umożliwi ich wymianę. O słuszności takiego sposobu wymiany łożysk świadczy przykład remontu Mostu Cłowego w Szczecinie, w którym tak wykonana wymiana łożysk na przyczółku zapewniła ciągłość nie tylko ruchu na obiekcie, ale i ciągłość robót remontowych (rozwiązanie zaproponowane przez prof. A. Jarominiaka z Zakładu Dróg i Mostów PRz.). Należy podkreślić, że skracanie jako czynnik powodujący wyężenie konstrukcji jest często traktowany w projektowaniu marginalnie. Zastosowanie zbrojenia ze względu na skracanie jest rzadko stosowane, co wydaje się podejściem wielce ryzykownym.

Kolejne etapy prac modernizacyjnych przebiegły bez zakłóceń, co pozwoliło uzyskać most o założonych cechach użytkowych i estetycznych.

4. Uwagi końcowe

Remont i modernizacja każdego obiektu inżynierskiego wymagają od osób biorących w nich udział rozwagi i inwencji na każdym etapie tego przedsięwzięcia, począwszy od projektowania kończąc na wykonawstwie. Projektowanie i realizacja robót wzmocnieniowych stają się znakomitym polem obserwacji i zdobywania doświadczeń. Zaskakują one często splotem wydarzeń uwidaczniających, że z pozoru nieistotne czynności wykonawcze są powodem dużych trudności, a czasem nawet poważnych awarii wzmocnianych obiektów. Problemy te można było zaobserwować na przykładzie przedstawionego w artykule remontu mostu przez rzekę Jasiołkę.

Literatura

- [1] PN-85/S-10030 Obiekty mostowe. Obciążenia
- [2] PN-91/S-10042. Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone
- [3] PN-77/S-10040. Żelbetowe i betonowe konstrukcje mostowe. Wymagania i badania
- [4] Czernski Z., Pajchel W.: Mosty żelbetowe, WKŁ, Warszawa 1969
- [5] Jarominiak A.: Przeglądy obiektów mostowych, WKŁ, Warszawa 1991

- [6] Muczko A., Stefański E.: Modernizacja i naprawa mostów żelbetowych, WKŁ, Warszawa 1981
- [7] Rybak M.: Przebudowa i wzmocnianie mostów, WKŁ, Warszawa 1983
- [8] Projekt budowlany i wykonawczy modernizacji mostu przez rzekę Jasiołkę

ON DESIGN AND IMPLEMENTATION OF STRENGTHENING OF THE CONCRETE SLAB-BEAM BRIDGES

Summary

A significant increase in the burden and the amount of traffic on the road network need to strengthen many existing bridges with insufficient geometrical parameters (the number and width of traffic lanes) and their load capacity. Modernization of each and every engineering structure requires from the participating in them engineers prudence and expertised knowledge at every stage of works, from initial design to workmanship details. Design and implementation of these works is an excellent field of observation and gaining of experience. Surprisingly, they often show the tangle of events that seemingly insignificant enforcement action are the cause of great difficulties, and sometimes even serious accidents of strengthened structures. The paper presents selected problems of design and implementation of reinforcements during the renovation of a road bridge over the river Jasiołka in Podkarpackie Voivodship. Visual inspection and the inventory measurements has been performed for strengthened bridge, as well as sclerometric tests of compressive strength and chemical testing of concrete. Based on the obtained results, the range of corrosion of structural elements, their cracks and the condition of the equipment have been determined. The results of these studies and rudimentary bridge technical documentation allowed to determine the range of renovation and strengthening. Application of these works for this structure revealed problems related to the design and implementation of such strengthening procedure for concrete slab-beam bridges.

Keywords: design, strengthening, concrete, bridges

Przesłano do redakcji: 30.05.2015

Przyjęto do druku: 10.01.2016

DOI: 10.7862/rb.2015.190

Tomasz KOZŁOWSKI¹
Robert SZULAR²

KSZTAŁTOWANIE WYSOKOŚCIOWYCH BUDYNKÓW MIESZKALNYCH NA PRZYKŁADZIE ZESPOŁU OLSZYŃKI PARK W RZESZOWIE

Głównym celem pracy jest prezentacja problematyki związanej z projektowaniem obiektów wysokościowych o funkcji mieszkalnej w Polsce na przykładzie zespołu wielofunkcyjnego mieszkalno-handlowo-usługowego pn. Olszyny Park w Rzeszowie, którego autorzy są projektantami. Przedstawiono i poddano analizie różne definicje budynku wysokiego występujące na świecie. Omówiona została problematyka lokowania obiektów wysokich w miastach i związane z nią zagrożenia oraz szanse dla lokalnych społeczności. W analizie przedstawianego obiektu omówiona została proces projektowy w rozbiciu na część urbanistyczną i architektoniczną. Przedstawiono główne założenia urbanistyczne i opisano proces podejmowania decyzji w oparciu o warunki lokalne i decyzje administracyjne. W części architektonicznej dokonano analizy czynników determinujących kształt budynku oraz układ funkcjonalno-użytkowy poszczególnych części budynku i kondygnacji. W szczególności omówione zostały kwestie komunikacji pionowej, widokowe oraz nasłonecznienia. W części końcowej przedstawiono główne rozwiązania techniczno-materiałowe dotyczące fasady obiektu. We wnioskach autorzy przedstawili swoją opinię nt. szans rozwoju mieszkalnego budownictwa wysokościowego w Polsce. Podsumowano syntetycznie problemy napotkane w procesie projektowym.

Słowa kluczowe: projektowanie architektoniczne, projektowanie urbanistyczne, wieżowiec, proces projektowy,

1. Definicja budynku wysokościowego

Definicja wieżowca nie jest na świecie jednolita i precyzyjna i różni się w poszczególnych krajach. Jak analizuje M.J. Short definicja budynku wysokiego

¹ Autor do korespondencji: mgr inż. arch. Tomasz Kozłowski, Politechnika Rzeszowska, Al. Powstańców Warszawy 12, 35-021 Rzeszów, 004817 8651041, tkozlowski@prz.edu.pl.

² mgr inż. arch. Robert Szular, ST Architekti, ul. Langiewicza 18, 35-021 Rzeszów, 004817 8628166, robert.szular@starchitekci.pl.

wiąże się zawsze z otaczającym kontekstem. Czasami wysokim nazwać można budynek znacząco wyższy od budynków sąsiednich, czasami wyższy niż przyjęta lokalnie średnia lub znacząco wpływający na sylwetę miasta. Tak czy inaczej budynek, który w pewnym kontekście można uznać za wysoki, w innym miejscu do tej definicji może zupełnie nie pasować [1]. Kolejną kwestią jest sposób pomiaru wysokości, który również niejednokrotnie wprowadzał zamieszanie, szczególnie w przypadku bicia światowych rekordów. Council of Tall Buildings and Urban Habitat (CTBUH) wprowadził trzy klasyfikacje wysokości budynku:

- do poziomu dachu, łącznie z iglicą będącą integralną częścią budynku,
- do poziomu najwyższej użytkowej kondygnacji,
- do najwyższego punktu budynku, łącznie z masztami.

CTBUH budynki pod względem wysokości klasyfikowane jako:

- *Highrises* - budynki o wysokości w granicach 100-199 metrów,
- *Skyscrapers* - budynki o wysokości pomiędzy 200 - 299 metrów,
- *Supertalls* - budynki o wysokości w granicach 300 - 600 metrów,
- *Megatalls* - budynki o wysokości powyżej 600 metrów.

Według autorów opracowania SLOW (Studium Lokalizacji Obiektów Wysokościowych) opracowanego przez Biuro Rozwoju Gdańska w Wielkiej Brytanii i Francji minimalna wysokość obiektu wysokościowego to najczęściej 80m. W Stanach Zjednoczonych minimalna wysokość to 152 m, czyli 500stóp.[2]. Potwierdzają to A.Z. Pawłowski i I. Cała podkreślając, że europejskie wysokościowce są zdecydowanie niższe niż ich odpowiedniki amerykańskie i azjatyckie. O ile tam wysokość zabudowy to średnio 250-300m, to skala europejska obejmuje budynki o wysokości 90-200m. Ograniczenia wysokościowe oraz mniejsza liczba tego typu budynków w metropoliach Europy wynikają w dużej mierze z nieporównywalnie większego dziedzictwa historyczno-kulturowego naszych miast. Wiele miast europejskich stosuje skutecznie politykę przestrzenną zakazującą bądź mocno ograniczającą dowolność w lokowaniu zabudowy wysokościowej, często ograniczając ją do specjalnie wydzielonych stref poza historycznym centrum. W 2005 roku wśród 200 najwyższych budynków na świecie było tylko 5 realizacji europejskich [3]. Nie bez znaczenia pozostaje też fakt, że europejskie metropolie są mniejsze niż ich północno-amerykańskie i azjatyckie odpowiedniki, co powoduje, że część czynników determinujących powstawanie obiektów wysokościowych po prostu w Europie nie występuje lub występuje w mniejszej skali.

W Polsce podział na kategorie wysokościowe budynków definiuje Rozporządzenie Ministra Infrastruktury w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie z dnia 12 kwietnia 2002 r. (Dz.U. 75, poz. 690). Rozróżnia się zatem budynki: [4]

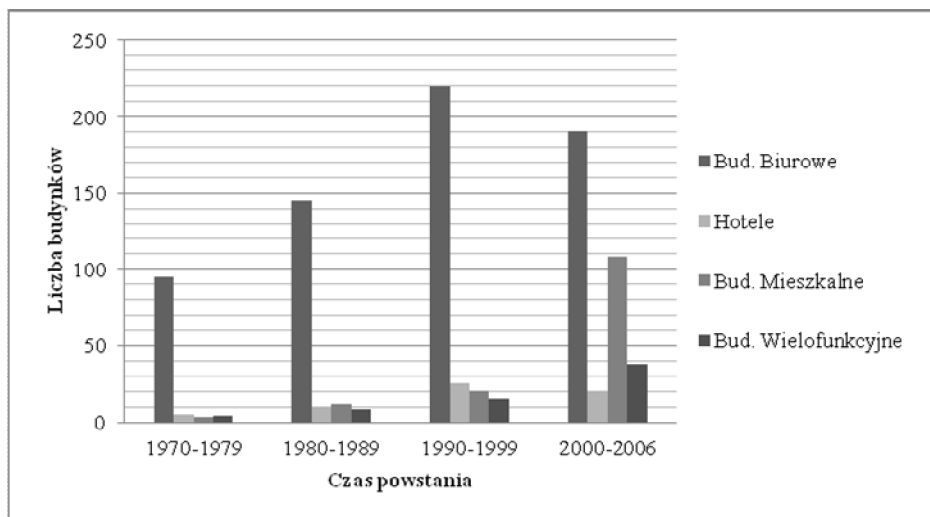
- *niskie* - budynki, których wysokość nie przekracza 12 metrów,
- *średniowysokie* - budynki o wysokości w granicach od 12 do 25 metrów,
- *wysokie* - budynki o wysokości w granicach od 25 do 55 metrów,
- *wysokościowe* - budynki, których wysokość przekracza 55 metrów.

2. Budynki wysokościowe mieszkalne

2.1. Świat

Historia budynków wysokościowych na świecie ma już ponad 140 lat. Początki tego typu budownictwa związane były z rozwojem technologii oraz postępującą urbanizacją skutkującą coraz szybszym przyrostem liczby mieszkańców największych metropolii świata. Wspomniany rozwój technologii to oczywiście przede wszystkim wynalezienie windy osobowej przez Otisa w roku 1853 oraz wynalezienie i upowszechnienie stosowania szkieletu stalowego w budownictwie. Budowanie budynków wysokościowych, zwanych drapaczami chmur, było początkowo domeną Stanów Zjednoczonych Ameryki Północnej, a w szczególności Chicago i Nowego Jorku. Ten kraj ma też największy wkład w rozwój tego typu budownictwa, mimo, że pod względem liczby budowanych obiektów oraz rekordów wysokościowych w XXI wieku USA straciły prymat w tej dziedzinie na rzecz krajów azjatyckich, w których budownictwo wysokościowe rozwija się gwałtownie od lat 70 XXw. W chwili obecnej wśród stu najwyższych budynków świata realizacji azjatyckich jest więcej niż północnoamerykańskich.[3]

Jeśli chodzi o podział budynków wysokościowych ze względu na wiodącą funkcję to zdecydowana większość realizacji na świecie to budynki o biurowe. Budynki mieszkalne pod względem ilości obiektów znajdują się na drugim miejscu. W ostatnich latach widać jednak tendencję wzrostową w ilości wysokościowców o wiodącej funkcji mieszkalnej, co ilustruje Rys. 1.



Rys. 1. Podział budynków ze względu na funkcję na podstawie [5]

Fig. 1. Building type distribution according to [5]

2.2. Polska

Osiągnięcia Polski na tle dokonań światowych w dziedzinie budownictwa wysokościowego należy uznać za przeciętne, choć budownictwo to pojawiło się nad Wisłą stosunkowo wcześnie. Pierwsze budynki, nazywane w tamtych latach w Polsce „niebotykami” powstały w Warszawie i Katowicach. Pierwszy był ukończony w 1908 roku budynek Polskiej Akcyjnej Spółki Telefonicznej, potocznie PAST-a). Zaprojektowany przy ul. Zielnej przez arch. B. Brochwicz-Rogoyskiego ośmiokondygnacyjny budynek mierzył 51m wysokości. W roku 1931 w Katowicach powstał pierwszy wieżowiec mieszkalny, zaprojektowany przez E. Chmielewskiego ośmiokondygnacyjny tzw. Dom Profesorów Śląskich Zakładów Naukowych [6]. Dwa lata później ukończono wieżowiec firmy Prudential w Warszawie projektu arch. M. Weinfeldta i konstruktora S. Bryły. Budynek posiadał 17 kondygnacji i 66m wysokości i mieścił biura oraz mieszkania i luksusowe apartamenty[7]. W roku 1934 ukończono w Katowicach tzw. Drapacz Chmur, czyli dziewięciokondygnacyjny budynek mieszkalny o wysokości 62m zaprojektowany przez T. Kozłowskiego i S. Bryłę [8]. Po II wojnie światowej powstawały w Polsce pojedyncze budynki wysokościowe, skupione w Warszawie i największych polskich aglomeracjach. Dominowały w liczbie punktowce mieszkalne, choć ich udział w budownictwie mieszkalnym ogółem był znikomy. Projektowane często przez wybitnych architektów do dzisiaj stanowią ciekawe przykłady architektury wysokościowej. Dobrym przykładem są chociażby katowickie "Gwiazdy" czy "Kukurydze" projektu H. Buszko i A. Franty. Siedem wieżowców zwanych "gwiazdami" powstało w 1978 roku.

Mają 27 kondygnacji i 81m wysokości. "Kukurydze" to zespół pięciu wieżowców, z których trzy mają 27 kondygnacji i 90m wysokości a dwa 56 m wysokości, powstał na przełomie lat 80 i 90 XX w. Innym przykładem ciekawej wysokiej architektury mieszkaniowej są wieżowce zaprojektowane przez J. Grabowską-Hawrylak przy Pl. Grunwaldzkim we Wrocławiu. Budynki ukończone w 1973 roku mają 15 kondygnacji i mierzą 54m wysokości.

W latach 90 XX w rozpoczął się szybszy rozwój wysokościowego budownictwa. Powstawały budynki głównie biurowe i przede wszystkim w Warszawie. Jednak prawdziwie dynamicznie budownictwo to zaczęło się rozwijać w wieku XXI. Spośród 50 najwyższych obecnie budynków w Polsce 18 jest zlokalizowanych poza Warszawą [9]. Najwyższy do dnia dzisiejszego pozostaje ukończony w 1955 roku mierzący 237m i 42 kondygnacje (do dachu 188m) Pałac Kultury i Nauki projektu L. Rudniewa. Ostatni na liście budynek ma 81m wysokości.

Tendencje w zakresie funkcji powstających wysokościowców w Polsce nie są inne niż na świecie, tj. dominuje funkcja biurowa i komercyjna, co ilustruje Tabela 1 [9]. Spośród dziesięciu najwyższych budynków, tylko dla trzech główną funkcją jest funkcja mieszkaniowa.

Tabela 1. 50 najwyższych budynków w Polsce z podziałem na okres powstania i gł. funkcję [9]

Table 1. 50 highest buildings in Poland categorized by date of build and main function [9]

	Do 1989r.	1990-1999r.	Od 2000r.
Liczba budynków ogółem	14	11*	25
W tym mieszkalnych	5	1*	7

* 1 budynek ukończony w 1991, budowa rozpoczęta w 1988

Pierwszy w Polsce budynek mieszkaniowy, którego wysokość przekroczyła 100m to wybudowany w roku 2000 28-mio kondygnacyjny Babka Tower autorstwa pracowni JEMS Architekci. Obecnie najwyższym mieszkalnym budynkiem w Polsce jest wrocławski Sky Tower (autorzy projektu: D. Dziubiński, M. Korszorsz). Budynek posiada 51 kondygnacji i 212 m wysokości. Drugim co do wysokości budynkiem mieszkalnym w Polsce jest warszawski wieżowiec Złota 44. Budynek został zaprojektowany przez światowej sławy architekta D. Liebeskinda i dzięki swej ekspresyjnej formie jest uznawany za jedną z wizerunków stolicy. Budynek posiada 52 kondygnacje i osiąga wysokość 192 m. Trzeci na liście Cosmopolitan to również wieżowiec warszawski zlokalizowany w ścisłym centrum stolicy, przy Placu Grzybowskiem. Elegancki budynek zaprojektowany został przez słynnego H. Jahna. Ukończony w 2013 roku budynek posiada 44 kondygnacje i mierzy 160m wysokości. Kolejny budynek zlokalizowany jest w Gdyni. Sea Tower (proj. A. Kapuścik) to budynek o wysokości 141,6m i 38 kondygnacjach.

2.3. Rzeszów

Rozwój budownictwa wysokiego w Polsce poza największymi ośrodkami miejskimi był mało dynamiczny. Z jednej strony było to powodowane brakiem takich potrzeb w mniejszych miastach. Z drugiej, wielkomiejskie aspiracje często były hamowane przez centralnie sterowaną gospodarkę, czego przykładem były np. słynne przydziały windowe. Generalnie dominowały budynki o wysokości 10-12 kondygnacji w zabudowie osiedlowej z wielkiej płyty.

Przed II wojną światową w Rzeszowie, niewielkim, choć prężnie jak na swoje możliwości rozwijającym się ośrodku miejskim, dominowały dwu- i trzykondygnacyjne domy mieszczańskie. Nieliczne przykłady trzykondygnacyjnych bloków mieszkalnych i cztero kondygnacyjnych kamienic dopełniały reszty. Najwyższym budynkiem był pięciokondygnacyjny (wliczając poddasze) modernistyczny budynek rodziny kupieckiej Schaittrów przy ul. Grunwaldzkiej [10]. Wojewódzki Rzeszów aspiracje miał zdecydowanie większe. Pierwszym siedmiokondygnacyjnym budynkiem był wybudowany w latach 1951-54 gmach Urzędu Wojewódzkiego autorstwa Ludwika Pisarka. Na pierwsze rzeszowskie wieżowce mieszkalne trzeba było poczekać do roku 1967 kiedy zakończono realizację czterech 11-sto kondygnacyjnych budynków projektu Z. Tomaszewskiego przy ul. Lenartowicza.[11]. W latach 1968-1971 powstał następny zespół 12-sto kondygnacyjnych punktowców Osiedla na Skarpie autorstwa A. Martensa i J. Noska [12]. W dalszych latach powstawały kolejne budynki wysokie, których liczba w dniu dzisiejszym wynosi 142, wliczając obecnie realizowane (wysokość min. 10 kondygnacji). W zdecydowanej większości są to budynki mieszkaniowe o wysokości 10-12 kondygnacji i wysokości ok. 30m. Jedyne 9 budynków w tej grupie to budynki o innej funkcji - dwa hotele i siedem biurowców. Najwyższy w kategorii budynków mieszkalnych jest w chwili obecnej 18 kondygnacyjny wieżowiec będący częścią zlokalizowanego nad rzeką Wisłok zespołu Capital Towers. Zrealizowany w roku 2014 budynek zaprojektowany przez M. Chrobaka i T. Orłowskiego mierzy 54m wysokości i wyprzedza niespełna 50-cio metrowy, 14-sto kondygnacyjny budynek z roku 1977 (arch. K. Degórski) przy ulicy Grunwaldzkiej[10]. Wśród budynków biurowych najwyższy jest zaprojektowany w latach 70-tych biurowiec Geo-Kart (arch. St. Majka z zespołem) - 16-sto kondygnacyjny budynek ma 55m wysokości. Ok. 10m niższy jest biurowiec Polfy z roku 1997 (arch. St. Kokoszka z zespołem). Do dnia dzisiejszego nie ma w Rzeszowie budynków wysokościowych. Jedyne obiekty, które przekraczają granicę 55m to: wieża telewizyjna - 64m, pylon powstającego obecnie mostu wantowego - 102,5m i komin elektrociepłowni - 205m. Do charakterystycznych dominant zlokalizowanych w stolicy Podkarpacia należy też z pewnością ogólnie rozpoznawalny Pomnik Czynu Rewolucyjnego z roku 1975, który mierzy ok. 38m.

W ostatnich latach w Rzeszowie ma miejsce znaczące ożywienie w zakresie wysokiego budowania. Ambicje lokalnych inwestorów spotykają się w tym zakresie z pozytywnym przyjęciem władz miasta w związku z czym powstał dobry klimat inwestycyjny. Skutkiem tego jest kilka inwestycji będących obecnie w trakcie realizacji lub na etapie projektowania. Pierwszą inwestycją tego typu w Rzeszowie jest wspomniany wyżej Capital Towers przy Al. Kopisto. Zespół ma składać się kilku budynków, w tym dwóch wieżowców mieszkalnych. Pierwszy, 18-sto kondygnacyjny, został już wybudowany. Drugi, o wysokości 25-ciu czeka na realizację. W trakcie budowy jest też 14-sto kondygnacyjny budynek biurowy Sky Res będący częścią większego założenia. Kolejną inwestycją, która jest w trakcie opracowania są dwa wieżowce przy Al. Powstańców Warszawy, które wg doniesień prasowych mają mieć ponad 90m wysokości. Systematycznie też pojawiają się w lokalnej prasie informacje o kolejnych przygotowywanych inwestycjach. Pierwszymi jednak budynkami wysokościowymi w Rzeszowie mają szansę zostać wieżowce wchodzące w skład zespołu wielofunkcyjnego pn. Olszynki Park, którego budowa ma się rozpocząć w tym roku.

3. Studium przypadku - Olszynki Park w Rzeszowie

3.1. Dane ogólne

Przedstawiana inwestycja to zespół budynków o funkcji handlowo-usługowo-biurowej i mieszkalnej wielorodzinnej, w skład którego wchodzi dwa budynki wysokościowe. Projekt powstał w pracowni projektowej ST Architekci z Rzeszowa - zespół autorski w składzie: R. Szular, T. Kozłowski, M. Trybus i in.). Inwestorem jest lokalna firma Deweloper Apklan Piotr Kawalec. W chwili obecnej projektowana wysokość najwyższego budynku klasyfikuje go na dziewiątym miejscu najwyższych budynków w Polsce i na trzecim miejscu w kategorii budynków mieszkalnych (licząc "do najwyższego punktu budynku, łącznie z masztami"). Tabela nr 2 przedstawia podstawowe charakterystyczne dane liczbowe dotyczące obiektu.

3.2. Lokalizacja

Polityka przestrzenna dotycząca zabudowy wysokiej jest w wielu miastach, szczególnie zachodnioeuropejskich, bardzo restrykcyjna. Władze planistyczne przygotowują szczegółowe wieloaspektowe opracowania dotyczące możliwości lokalizacji obiektów wysokich, gdyż każdorazowo powstanie takiego budynku może mieć znaczący wpływ na miasto. Wpływ ten będzie się oczywiście różnił w zależności od szeregu czynników wynikających z zastanego kontekstu. M. J. Short w "Planning for tall buildings" definiuje cały szereg kategorii oddziaływania budynków wysokich, m.in. [1]:

- Kontekst - na topografia, morfologia, "skyline", skala, wysokość,
- Środowisko kulturowe - zabudowa zabytkowa, tereny zielone (parki, rzeki itd.) widoki, panoramy,
- Środowisko lokalne - mikroklimat, nasłonecznienie, zacienianie, oświetlenie nocne
- Transport - infrastruktura, przepustowość,
- Jakość architektoniczna - forma, proporcje, sylweta, materiały.

Tabela 2. Dane charakterystyczne

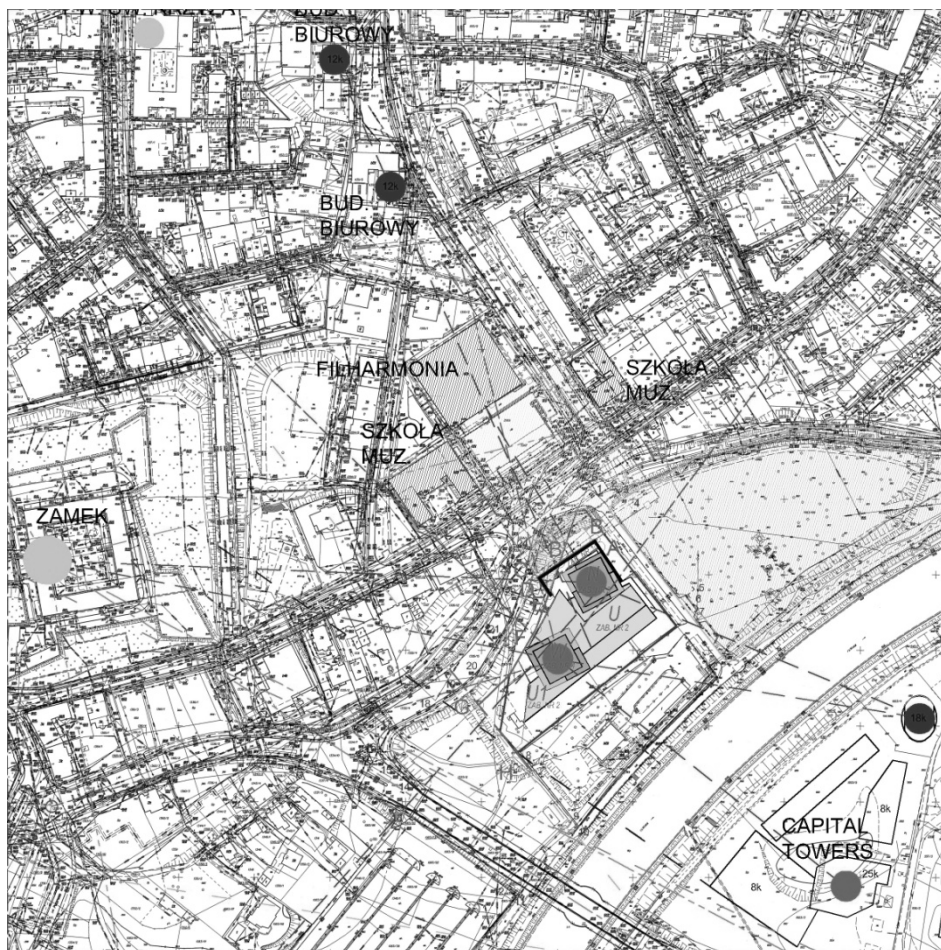
Table 2. Building characteristics

Wieżowiec W	Wysokość zabudowy wliczając wieżę	161cm
	Wysokość zabudowy	138,25m
	Liczba kondygnacji	39
Wieżowiec N	Wysokość zabudowy	78m
	Liczba kondygnacji	21
Budynki W, N, U, U1 łącznie	Pow. zabudowy	5 226 m ²
	Pow. całkowita	56 219 m ²
	Pow. netto	47 496 m ²
	Pow. użytkowa mieszkań (PUM)	20 241 m ²
	Kubatura brutto	189 232 m ³

Zaznaczyć należy, że wpływ budynków oceniony może być w poszczególnych kategoriach jako pozytywny, neutralny lub negatywny. W Polsce tego typu opracowania są jeszcze rzadkością. Jednym z wyjątków jest miasto Gdańsk, które posiada szczegółowe studium dotyczące zasad lokalizacji i projektowania obiektów wysokich na obszarze Gdańska [2]. Autorzy wymieniają zalety oraz wady budownictwa wysokiego oraz starają przedstawiać sposoby wykorzystania zalet i minimalizacji wad lokalizacji wieżowców. Do zalet zaliczono: poprawę prestiżu miasta, przejaw dobrej kondycji ekonomicznej, podaż nowoczesnych powierzchni mieszkalnych, wzbogacenie krajobrazu, lepsze wykorzystanie dostępnej przestrzeni i oszczędność miejsca czy nowe przestrzenie publiczne. Główne wady to: problemy z wkomponowaniem w tkankę miejską, wysokie koszty budowy i utrzymania, potencjalne zacienianie, generowanie ruchu kołowego, zagrożenie pożarowe.

Opisywany kompleks obiektów zlokalizowany będzie w samym sercu Rzeszowa, pomiędzy Trasą Zamkową i Mostem Zamkowym, ulicą Kilara i placem

Grotowskiego, bulwarami nadrzecznymi i parkiem Olszynki. W bezpośrednim sąsiedztwie znajduje się Filharmonia Podkarpacka, Zamek Lubomirskich oraz Hala Widowiskowo-Sportowa. W chwili obecnej teren inwestycji to zdegradowane, nieurządzone tereny zielone, na których przez wiele lat znajdowały się korty i zabudowania klubu tenisowego. Teren inwestycji znajduje się w niecce, jego istniejący poziom jest 5-6 m niższy od poziomu przylegającej ulicy. Teren inwestycji, mimo, że zlokalizowany w ścisłym centrum miasta, usytuowany jest w odpowiedniej odległości od istniejącej zabudowy i oddzielony od niej naturalnymi granicami, tj. drogą, rzeką. Inwestycja znajduje się w bezpośrednim sąsiedztwie granicy śródmiejskiej strefy konserwatorskiej, dlatego też niezwykle ważne było zagwarantowanie, w interesie społecznym, zachowania widoku na jeden z najbardziej wartościowych i charakterystycznych zabytków Rzeszowa – wspomniany Zamek Lubomirskich. Miejskie władze planistyczne w porozumieniu z konserwatorem zabytków zabezpieczyły sprawę zachowania panoramy zamku poprzez precyzyjne zapisy i wyznaczenie nieprzekraczalnych linii zabudowy w wydanej przez siebie decyzji o warunkach zabudowy. Zabezpieczenie tzw. korytarzy widokowych było celem nadrzędnym wynikającym z ww. decyzji. Drugim priorytetem było zamknięcie placu Grotowskiego od strony południowej poprzez uzupełnienie brakującej pierzei oraz poszerzenie placu w tym kierunku. W stanie istniejącym Plac Grotowskiego wyznaczony jest poprzez kompleks budynków filharmonii (od strony północnej) i szkoły muzycznej (od strony zachodniej) oraz drugiego budynku szkoły muzycznej od strony wschodniej. Ponadto decyzja lokalizacyjna precyzyjnie określała lokalizację dominant oraz linie zabudowy części niskiej, tworzącej cokół. Jak wynika z wykonanego studium wysokościowego, dwie projektowane wieże będą dobrze uzupełniały istniejący (budowany) układ dominant zespołu Capital Towers znajdującego się po przeciwnej stronie rzeki. Razem stanowiąc będą symboliczną „bramę” do współczesnego, innowacyjnego miasta za jakie chce być uważany Rzeszów.



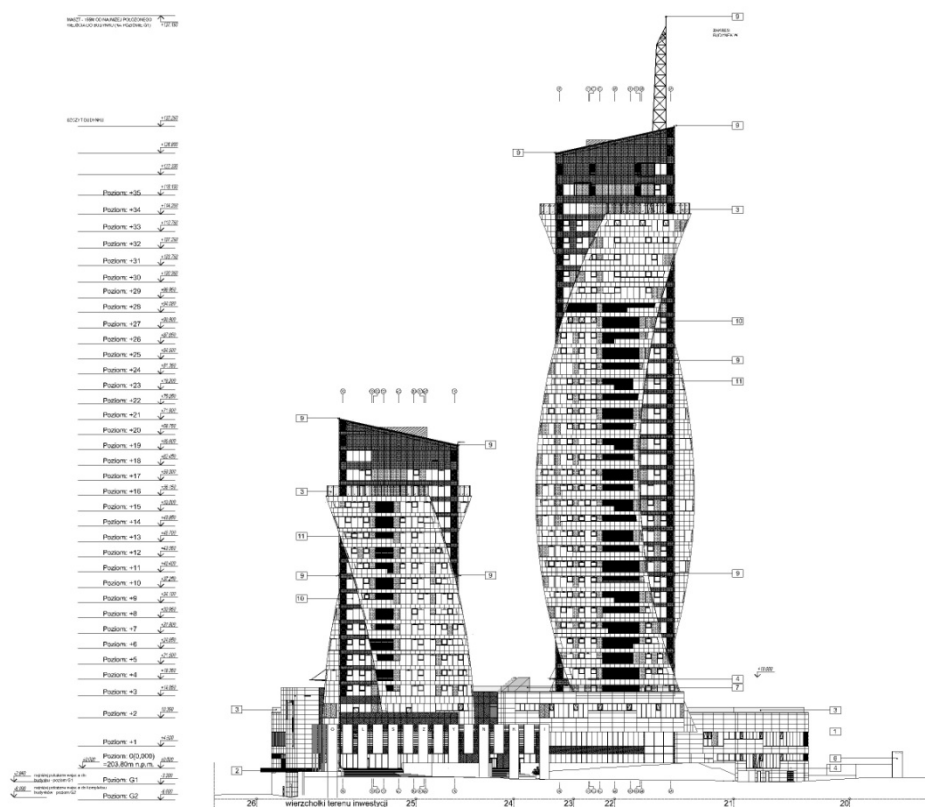
Rys. 2. Analizy architektoniczno-urbanistycznej

Fig. 2. The analysis of urban and architectural context

3.3. Forma

Analizując architekturę realizowanych w Polsce i na świecie obiektów wysokościowych o funkcji mieszkalnej, można zauważyć, że stosowana w nich liczba rozwiązań formalnych jest zwykle ograniczona. Forma budynków mieszkalnych jest zazwyczaj bardziej spokojna i stonowana niż w przypadku budynków hotelowych czy biurowych. Wynika to zarówno ze względów ekonomicznych jak i funkcjonalnych. Budynki biurowe, często wizytówki wielkich korporacji, są mniej narażone na ograniczenia związane z ekonomiką rozwiązań. Również funkcja obiektów biurowych, gdzie dominują wielkie pomieszczenia typu open space nie ogranicza projektantów w takim stopniu jak funkcja miesz-

kaniowa, gdzie występuje wiele małych pokoi, a dodatkowo jednym z priorytetów jest maksymalna powtarzalność kondygnacji.



Rys. 3. Elewacja budynków od strony pl. Grotowskiego

Fig. 3. Buildings facade as seen from the Grotowski square

Formalne założenia projektowe, przygotowane w oparciu o wydane warunki zabudowy, zakładały lokalizację dominanty w postaci pary wież ustawionej na masywnym cokole wtopionym w istniejącą skarpę i zamykającym od południa Plac Grotowski. Budynek średniowysoki, stanowiący cokół o niemal 25-cio metrowej wysokości, który od strony ulicy Kilara ma wysokość trzech kondygnacji, poza obrysem placu ustawiony został równolegle do ulicy. Zamknięcie placu od strony południa zaprojektowano w formie powiązanej z budynkiem współczesnej kolumnady ustawionej równolegle do budynku fil-

harmonii i nawiązującej do niej wysokością. Dominanty, którymi niewątpliwie są projektowane wieże, zostały odsunięte od ulicy i placu. Ten sposób lokalizacji budynków wysokościowych jest często spotykany w realizacjach europejskich i zdaniem autorów najlepiej pozwala zintegrować nową zabudowę z otaczającą tkanką miejską. Niższa dominanta o wysokości 78m została zlokalizowana naprzeciw filharmonii i stanowić będzie zamknięcie perspektywiczne ulicy Słowackiego. Natomiast wyższa, 160-cio metrowa, została zaprojektowana jako zamknięcie perspektywiczne Trasy Zamkowej. Podstawowym założeniem formalnym była próba uzyskania dynamicznej bryły o zmiennej geometrii, co miało skutkować efektem zmienności elewacji. Chodziło o to, aby budynki prezentowały się odmiennie w różnych ujęciach perspektywicznych. Wieże zaprojektowano w formie szklanych prostopadłościanów z nanizanymi na nie odwróconymi łukami formą nawiązującymi do kształtu żagli. Rdzeń w formie prostopadłościanu został dodatkowo pod kątem ścięty w kierunku przekątnym, co dodaje formie ekspresji.

3.4. Funkcja

Funkcjonalnie zespół składa się z dwóch budynków wysokościowych – dominant, oraz znajdującego się między nimi budynku średniowysokiego. Obie wieże pełnią funkcję mieszkalną zaś budynek średniowysoki pełni funkcję usługową (budynek U). Budynki są funkcjonalnie połączone do poziomu piątej kondygnacji. Pierwsze dwie kondygnacje budynków mieszczą przede wszystkim garaże wielostanowiskowe dla samochodów osobowych oraz pomieszczenia techniczne, magazynowe i komórki lokatorskie. Zaprojektowano tu 152 miejsca postojowe na dwóch poziomach spośród 564 miejsc przewidzianych dla całej inwestycji. Duży udział w powierzchni zajmują pomieszczenia techniczne, a w grupie tej najczęściej pochłaniają wentylatornie. W zespole zlokalizowano: 7 wentylatorni pożarowych będących częścią systemu nadciśnienia dla klatek schodowych i wind dla ekip ratunkowych oraz systemu oddymiania garaży. Oprócz tego zaprojektowano 4 wentylatornie bytowe, dwa zbiorniki pożarowe, agregatorownię, rozdzielnie elektryczne i wiele mniejszych pomieszczeń technicznych. Pozostałą część powierzchni zajmują pomieszczenia magazynowe – zarówno wspólne jak rowerownie, wózkownie, jak i indywidualne w postaci komórek lokatorskich. Kondygnacje garażowo-techniczne zostały zaprojektowane w taki sposób, aby od strony ulicy Kilara i Placu Grotowskiego pozostawały niewidoczne. Znajdująca się nad nimi kondygnacja parteru jest poziomem podłogi zbliżona do znajdującej się vis-a-vis filharmonii i wyniesiona nieznacznie powyżej poziomu przyległej ulicy. Formalnie wyniesienie parteru wytworzyło dodatkowy postument dla projektowanych budynków, zaś funkcjonalnie zabieg ten umożliwił gradację przestrzeni oddzielając przestrzeń publiczną placu od półpublicznej znajdującej się w bezpośrednim sąsiedztwie wejść do budynków. Na placu będącym przedpolem budynku zapro-

jektowano fontanny, zielen i małą architekturą przekształcając tym samym istniejący zwykły chodnik w dobrej jakości przestrzeń miejską. Parter i pierwsze piętro pełnić będą funkcję usługowo-handlową. Zaprojektowano tu ogólnodostępne lokale handlowe i usługowe dla zaspokojenia podstawowych potrzeb mieszkańców tego rejonu miasta. Zlokalizowano tam również niewielkie zespoły pomieszczeń biurowych. Drugie piętro kompleksu, dostępne wyłącznie dla mieszkańców, zawiera przedszkole, basen, siłownię i pomieszczenia odnowy biologicznej. Dach budynku usługowego zaprojektowano jako taras zielony - powstała w ten sposób przestrzeń półpubliczna zapewnia mieszkańcom miejsca wypoczynku i rekreacji. Stanowi także dostępny taras widokowy.

W budynku N na kolejnych 14-stu kondygnacjach budynku N zaprojektowano mieszkania standardowe. Przyjęto wysokość kondygnacji 315cm. Średnio na kondygnacji znajduje się 8-9 mieszkań. Na kondygnacjach 20 i 21 zaprojektowano apartamenty z tarasy. Łącznie budynek pomieści 95 lokali mieszkalnych. Typologia mieszkań w budynku N przedstawia się następująco:

- jednopokojowe - 12 m. o pow. od 29-35m²
- dwupokojowe - 26 m. o pow. od 38-46 m²
- trzypokojowe - 46 m. o pow. od 48-65 m²
- czteropokojowe i większe - 24 m. o pow. od 66 do 248 m²

W budynku W zaprojektowano łącznie 160 mieszkań, w tym 23 apartamenty o podwyższonym standardzie i jeden dwukondygnacyjny penthouse. Na kondygnacjach od 7 do 31 zaprojektowano mieszkania standardowe, średnio 7 na kondygnacji. Kondygnacja 32 to kondygnacja techniczna. Powyżej znajduje się 5 kondygnacji z apartamentami oraz dwie kondygnacje z penthousem. Zaprojektowano kondygnacje mieszkaniowe o wysokości 315cm, natomiast kondygnacje apartamentowe o wysokości 350cm. Typologia mieszkań w budynku W przedstawia się następująco:

- jednopokojowe - 16 m. o pow. od 30-34m²
- dwupokojowe - 11 m. o pow. od 40-47 m²
- trzypokojowe - 50 m. o pow. od 48-75 m²
- czteropokojowe i większe - 82 m. o pow. od 64 do 145 m²

3.5. Wybrane zagadnienia projektowe

3.5.1. Lokalizacja na terenie zalewowym

Teren inwestycji jest terenem zalewowym. Zgodę na budowanie w tym miejscu wydał Regionalny Zarząd Gospodarki Wodnej w Krakowie, któremu tereny te podlegają. Decyzja administracyjna wydana została przez RZGW po przedłożeniu specjalistycznej analizy badającej m.in. wpływ realizacji inwestycji na poziom wód powodziowych. Kondygnacje garażowo techniczne znajdują się w części poniżej określonego ww. decyzją poziomu zalewania, dlatego też zaprojektowane są z hydrobetonu w technologii tzw. białej wanny. Wszystkie wjazdy i wejścia do budynków (poza jednym, które chronione jest specjalistyczną zaporą przeciwwodną) znajdują się powyżej tego poziomu, co było szczególnym wyzwaniem projektowym. Również obsługa komunikacyjna budynku została rozwiązana w ten sposób, że dojazd i dojście zostaną zapewnione również w trakcie ewentualnej powodzi.

3.5.2. Komunikacja pionowa

Kwestią niezwykle istotną w projektowaniu budynków wysokościowych jest odpowiedni bilans powierzchni komunikacji i powierzchni użytkowej, w tym wypadku mieszkalnej. Wyższe niż w przypadku innych budynków mieszkalnych wymagania dotyczące bezpieczeństwa osób wymagają większych powierzchni do ich zaspokojenia. Wymóg dwóch klatek schodowych chronionych przedsiönkiem pożarowym oraz dodatkowej windy pożarowej dla ekip ratunkowych to tylko jeden z przykładów. Niespotykane (niewymagane) w niższych obiektach mieszkaniowych systemy zabezpieczenia bezpiecznej ewakuacji w postaci oddymiania poziomych dróg ewakuacyjnych i systemów nadciśnienia na klatkach schodowych i windach, wymagają odpowiednich szachtów, co generuje dodatkowe „straty” powierzchni. Oprócz bezpieczeństwa ludzi, co jest sprawą nadrzędną, dochodzi kwestia komfortu codziennego życia użytkownika obiektu. W dużej mierze komfort ten zależy od sprawnej komunikacji pionowej, która odbywa się za pomocą wind. Coraz wyższe budynki, a co za tym idzie coraz większa liczba użytkowników, powodują, że liczba wind rośnie. Aby ograniczyć liczbę szybów windowych w najwyższych budynkach świata stosuje się często windy dwupoziomowe lub dwie windy korzystające niezależnie z tego samego szybu. Dotyczy to szczególnie budynków biurowych, gdzie istnieje potrzeba transportu dużej liczby osób jednocześnie, przede wszystkim w porze rozpoczęcia i zakończenia pracy. W przedmiotowym budynku, z racji na jego mieszkaniowy charakter oraz zbyt małą wysokość, tego rodzaju zaawansowane systemy nie znalazły uzasadnienia. Liczba wind zapewniająca komfortowe użytkowanie została dobrana przy pomocy konsultantów w zakresie transportu pionowego, którzy przy użyciu specjalistycznego oprogramowania wykonali odpowiednie symulacje. Ponieważ w Polsce nie istnieją

przepisy, które te sprawy regulują, badania prowadzone były w oparciu o normy brytyjskie. W budynku wyższym zaprojektowano cztery, a w niższym trzy dźwigi osobowe.

3.5.3. Układ funkcjonalny kondygnacji mieszkalnej

Wymogiem inwestora było zaprojektowanie zróżnicowanej struktury mieszkań, odpowiednio do potrzeb rynku lokalnego. Badania własne inwestora dotyczące miejscowego rynku nieruchomości wykazują, że największym zainteresowaniem cieszą się lokale o umiarkowanym metrażu i dużej liczbie pokoi. Sprostanie tak postawionym wymaganiom było dodatkowym wyzwaniem dla projektantów, gdyż duża liczba niewielkich pomieszczeń w znacznym stopniu ogranicza możliwości stosowania dostępnych rozwiązań formalnych.

Dodatkowym problemem przy projektowaniu mieszkalnych budynków wysokościowych są przepisy zakazujące stosowania balkonów powyżej 25 m wysokości oraz loggii powyżej 55m, o czym mówi § 303 tzw. warunków technicznych [4]. Ustawodawca zakazuje stosowania powyższych powołując się na bezpieczeństwo. Analizując jednak przykłady realizacji tego typu obiektów na świecie, można stwierdzić, że podobne przepisy tam nie obowiązują. Brak balkonu, wg badań rynku jest czynnikiem zdecydowanie negatywnie odbieranym przez potencjalnych kupujących. Kolejnym niezrozumiałym utrudnieniem jest zakazanie przez ustawodawcę stosowania powyżej 55m otwieranych okien - § 299 ww. warunków [4].

Podstawowym założeniem przy projektowaniu rzutu kondygnacji, a co za tym idzie formy przestrzennej całego wieżowca, było zapewnienie optymalnej powierzchni dla rozplanowania funkcji mieszkaniowej. Założenia dotyczyły w pierwszym rzędzie spraw związanych z:

- komunikacją poziomą
- głębokością traktu
- układem konstrukcyjnym
- rozmieszczeniem pionów sanitarnych i wentylacyjnych



Rys. 4. Rzut piętra 16 w budynku W jako przykład kondygnacji mieszkalnej

Fig. 4. The floor plan of 16-th level in building W as an example of the residential floor

Trakt głębokości 6,5 m okazał się być najbardziej korzystnym ze względu na możliwość nasłonecznienia oraz korzystny stosunek długości ściany zewnętrznej do głębokości pomieszczeń i mieszkań [13]. Głębokość traktu analizowana było nie tylko w pod kątem prawidłowej insolacji ale również w kontekście korzystnego stosunku głębokości pomieszczeń do długości ściany zewnętrznej i wynikającej z niego powierzchni mieszkań [14]. Wstępna analiza głębokości traktu wykazała wartości graniczne w oparciu o najbardziej korzystne nasłonecznienie mieszkań. Zakres wartości wynikał również ze wstępnych założeń konstrukcyjnych. Następnie przeprowadzono szereg analiz minimalnej, koniecznej dla poszczególnych typów mieszkań, długości ściany zewnętrznej. Następnie zestawiono je z wybranymi wstępnie głębokościami traktu, analizując

wynikające stąd powierzchnie poszczególnych mieszkań. Inwestor postawił projektantom w tym względzie bardzo rygorystyczne wymagania. Dodatkowo utrudnienie stanowił fakt zmiennej geometrii budynku, co powoduje zmienny, na każdej kondygnacji inny, obrys rzutu. Skutkiem tego zmienia się również powierzchnia kondygnacji i głębokość traktu, który maksymalnie osiąga 10,5 m na kondygnacji 22, na której wychylenie łuku jest największe. Do wynikającego z powyższych ustaleń schematu funkcjonalnego dopasowano następnie przyjęty pierwotnie układ konstrukcyjny. Przyjęte rozwiązania konstrukcyjne miały zapewnić największą w miarę możliwości elastyczność uzyskanej powierzchni, co w praktyce oznaczało ograniczenie stosowania ścian i tarcz żelbetowych. Ich stosowanie było szczególnie niepożądane z punktu widzenia rozwiązań funkcjonalnych, gdyż większa ich ilość skutecznie uniemożliwiałaby ewentualne zmiany w rozplanowaniu układu mieszkań i poszczególnych pomieszczeń, zarówno na etapie projektowania, jak i późniejszej eksploatacji budynku. Ostatecznie przyjęto rzut prostopadłościennego rdzenia jako kwadrat o boku 24,6 m. Trzon komunikacyjny zawierający klatki schodowe i szyby windowe, hall windowy, przedsionek pożarowy i szachty instalacyjne ma powierzchnię ok. 110 m², co stanowi od 13% do 18% powierzchni kondygnacji w zależności od poziomu. Jeśli do trzonu doliczyć korytarze udział procentowy wzrośnie średnio do ok. 25%. Wg badań przeprowadzonych przez A. Z. Pawłowskiego oraz I. Całę, dla wieżowców o wysokości do 150 m średnia powierzchnia trzonu wynosi 16,4%, zaś dla wysokości 150-200 m jest to już 18,5%. Trzeba jednak zaznaczyć, że badania dotyczyły budynków biurowych, które charakteryzują się inną specyfiką. Wg tych samych badań za wielkość optymalną dla rzutu ekonomicznego wieżowca podaje się 2000 m² [3]. Taka wielkość nie była brana pod uwagę z powodu niezadowalającego współczynnika smukłości przy założonej wysokości budynku. Trzon został umieszczony centralnie w relacji wschód-zachód, ale przesunięty do ściany północnej w kierunku prostopadłym. Trzon otoczony jest wieńcem słupów. Przyjęto rozstawy słupów: 6,0 i 5,5 m w jednym oraz 6,4 i 5,1 m w drugim kierunku. Czynnikiem determinującym rozplanowanie funkcjonalne rzutów kondygnacji mieszkalnych, oprócz wyżej opisanych założeń, była kwestia widoku z okien. Przy budynkach wysokościowych ciekawy widok jest jednym z podstawowych kryteriów wpływających na zainteresowanie kupujących. Wykonano analizę widokową i na jej podstawie stwierdzono, że najciekawsze widoki rozpościerają się w kierunku północno-wschodnim i północno-zachodnim. Jednym z założeń stało się zapewnienie, w ramach możliwości warunkowanych m.in. odpowiednim nasłonecznieniem, widoku w tych kierunkach dla potencjalnie największej liczby mieszkań.

4. Wnioski

Realizacja obiektów wysokościowych stanowi wyzwanie zarówno dla władzy planistycznej, projektanta, inwestora jak i wykonawcy. Projektowanie architektoniczne budynków wysokościowych o funkcji mieszkaniowej stanowi proces długotrwały i skomplikowany, co wynika z nagromadzenia determinantów niespotykanych w pozostałych segmentach budownictwa mieszkaniowego. Zwiększony stopień trudności pojawia się już na etapie decyzji urbanistycznych. Projektant musi zmierzyć się z bardziej zazwyczaj rygorystycznymi wymaganiami odnośnie możliwości zabudowy wynikającymi z zapisów miejscowego planu zagospodarowania przestrzennego lub decyzji o warunkach zabudowy. Dodatkowe komplikacje pojawiają się w przypadku lokalizacji w obrębie strefy ochrony konserwatorskiej. Budynki wysokościowe mają potencjalnie większe oddziaływanie na otoczenie, dlatego wiele miast prowadzi specjalną politykę przestrzenną dotyczącą zasad lokalizacji tego rodzaju budynków. Aby sprostać ww. wymaganiom należy m. in. wykonać szereg dodatkowych analiz dotyczących wpływu na otoczenie.

Utrudnienia w procesie projektowym i formalno-prawnym zatwierdzenia inwestycji czy w procesie realizacyjnym nie odstraszą jednak inwestorów chętnych wznosić kolejne współczesne wieże mieszalne. Obserwując rodzimy rynek nieruchomości można stwierdzić ogólnopolski trend w tym zakresie. Inwestorzy odpowiadając na rosnące zainteresowanie mieszkaniem w wygodnej lokalizacji blisko centrum miasta, z dostępem do wszystkich usług oraz prestiżem związanym z tzw. dobrym adresem, nakręcają jeszcze popyt oferując w swoich realizacjach dodatkowe usługi niedostępne z reguły w innych lokalizacjach.

Budynek w Rzeszowie został zaprojektowany zgodnie ze szczegółowymi zapisami decyzji lokalizacyjnej oraz w oparciu o szereg analiz i wytyczne dotyczące lokalizowania obiektów wysokościowych w miastach. Analizując budynek pod kątem wymogów zestawionych w opracowaniu SLOW [2], można stwierdzić, że obiekt będzie spełniał większość wymagań, tj:

- będzie usytuowany w odpowiedniej odległości od istniejącej tkanki miejskiej i oddzielony od niej (np. drogą, torami, zielenią)
- będzie mieć zapewniony dostęp od głównej przestrzeni miejskiej (drogi, placu) przy której będzie zlokalizowany
- stanowić będzie punkt odniesienia (punkt orientacyjny)
- zapewni atrakcyjną, ogólnodostępną przestrzeń publiczną (plac)
- dysponować będzie atrakcyjną przestrzenią półpubliczną dla mieszkańców
- część usługowa (niższa) utworzy pierzeję

- będzie zrealizowany ze szlachetnych, dobrej jakości materiałów (okładzina ceramiczna oraz fasada aluminiowo-szklana z indywidualnymi rozwiązaniami opracowanymi na potrzeby tej inwestycji).

Wysokościowe budownictwo mieszkaniowe wydaje się czekać dynamiczny rozwój. Świadczą o tym pojawiające się regularnie informacje kolejnych planowanych inwestycjach.

Literatura.

- [1] Short M. J.: Planning for tall buildings, Routledge, Oxon 2012,
- [2] Biuro Rozwoju Gdańska: SLOW Studium Lokalizacji Obiektów Wysokościowych, Gdańsk 2008,
- [3] Pawłowski A. Z., Cała I.: Budynki wysokie, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 2006,
- [4] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie z dnia 12 kwietnia 2002 r. (Dz.U. 75, poz. 690) wraz z późn. zmianami,
- [5] Ali M. M., Moon K. S.: Structural Developments in Tall Buildings: Current Trends and Future Prospects, Architectural Science Review Nr 50:3, 2007,
- [6] Pomykalscy B. i P., Mniej znaczy więcej, Księży Młyn, Łódź 2012,
- [7] Mika G.: Niebotyk z placu Napoleona, [Skarpa Warszawska](#) Nr 12 (69), Warszawa 2014,
- [8] Janota W.: Katowice między wojnami. Miasto i jego sprawy 1922-1939., Księży Młyn, Łódź 2010,
- [9] Lista najwyższych budynków w Polsce, Wikipedia, stan z dnia 20.05.2015
- [10] Jarosińska M., Rzeszów Międzywojenny w obiektywie zakładu "E.Janusz", Libra, Rzeszów 2011,
- [11] Majka S., Rzeszów i jego strukturalna przestrzeń, RS Druk, Rzeszów 2004,
- [12] Majka S., Rzeszów. Miasto piękne, znane i nieznanne, RS Druk, Rzeszów 2011,
- [13] Twarowski M., Słońce w architekturze, Arkady, Warszawa 1996,
- [14] Neufert E., Podręcznik projektowania architektoniczno-budowlanego, Arkady, Warszawa 2007,
- [15] Korzeniewski W., Projektowanie mieszkań, Polcen, Warszawa 2011.

SHAPING OF HIGH-RISE RESIDENTIAL BUILDINGS ON THE EXAMPLE OF OLSZYNKI PARK IN RZESZÓW

Summary

The main objective of this work is to present the issues related to the design of high-rise residential buildings in Poland on the example of the Olszynki Park - a mixed-use complex (residential, commercial and retail) designed in Rzeszow by authors. Subject project was presented against the background of similar projects that were recently carried out in Poland. The topic of high-rise buildings in the world and in Poland was introduced by presenting

its history and current trends. Various definitions of high-rise building were presented. Authors analyzed the problem of location of such buildings in the cities and the associated risks and opportunities for the local communities. Both urban and architectural analysis were presented in relation to the factors determining the shape of the building, the layout, vertical communication etc. In their conclusions, the authors presented their opinion on opportunities to develop high-rise residential buildings in Poland and summarized the problems encountered in the design process.

Keywords: architectural design, apartment building, urban planning, skyscraper,

Przesłano do redakcji: 19.06.2015

Przyjęto do druku: 10.01.2016

DOI: 10.7862/rb.2015.191

Wiesław KUBISZYN¹

KSZTAŁTOWANIE, PROJEKTOWANIE I WYKONAWSTWO STALOWYCH PRZEWODÓW SPALINOWYCH KOMINÓW DWUPOWŁOKOWYCH

W artykule przedstawiono zagadnienia związane z kształtowaniem, projektowaniem i wykonawstwem przewodów spalinowych ze stali odpornej na korozję w kominach stalowych dwupowłokowych. Na przykładzie zrealizowanego komina dwupowłokowego omówiono problemy zapewnienia odpowiedniej trwałości w projektowaniu przewodów spalinowych z uwzględnieniem wymagań PN-EN 1993-3-2 oraz PN-EN 13084-1. Opisano przyjęte rozwiązania materiałowo-konstrukcyjne oraz zasady wykonawstwa tych przewodów spalinowych – wkładów kominowych. Przedstawiono również zasady projektowania wkładów kominowych z uwzględnieniem oddziaływania różnicy temperatury według PN-EN 13084-6. Te zasady projektowe zostały zilustrowane odpowiednim przykładem obliczeniowym. W podsumowaniu artykułu zarekomendowano realizację stalowych kominów dwupowłokowych z wkładem ze stali nierdzewnej jako rozwiązań spełniających aktualne wymagania normowe związane z projektowaniem budowli na założoną trwałość.

Słowa kluczowe: kominy stalowe, stal nierdzewna, wykładziny stalowe, trwałość kominów stalowych, oddziaływanie różnicy temperatury

1. Wprowadzenie

Kominy stalowe zalicza się do budowli wysokich o specjalnym przeznaczeniu, których głównym zadaniem jest odprowadzenie spalin lub gazów w wyższe warstwy atmosfery. Kominy te można przede wszystkim podzielić na spalinowe, wentylacyjne i specjalne. Najliczniejszą grupę stanowią kominy spalinowe, które odprowadzają do atmosfery spaliny powstające w procesie spalania paliwa – węgla, gazu lub oleju opałowego. Jedną ze szczególnych cech tych specjalnych budowli przemysłowych jest ich stosunkowo niska trwałość (krótki okres eksploatacji) wynikająca z podatność stali trzonu nośnego na korozję zewnętrzną a przede wszystkim wewnętrzną, związaną z eksploatacją w bardzo trudnych warunkach. Dodatkowymi czynnikami obniżającymi trwa-

¹ Autor do korespondencji: Politechnika Rzeszowska Katedra Konstrukcji Budowlanych, ul. Ponańska 2, 35-084 Rzeszów, tel. +48 17 865 16 28, e-mail: wkubisz@prz.edu.pl.

łość kominów stalowych jest działanie wysokiej temperatury i podatność na drgania wywołane dynamicznym oddziaływaniem wiatru. Wszystkie te negatywnie oddziałujące czynniki muszą być uwzględniane w procedurach projektowania tych konstrukcji. Poprawne przyjęcie rozwiązań technologicznych i materiałowo – konstrukcyjnych, odpowiednia kultura wykonawstwa z zachowaniem reżimów technologicznych oraz eksploatacja w warunkach zgodnych z założeniami projektowymi gwarantują odpowiedni okres eksploatacji kominów stalowych, bez wyraźnego obniżenia walorów użytkowych i bez potrzeby generalnych remontów.

W artykule przedstawiono wybrane zagadnienia związane z kształtowaniem, projektowaniem i wykonawstwem przewodów spalinowych ze stali stopowej odpornej na korozję stosowanych między innymi w kominach dwupowłokowych. Na przykładzie zrealizowanego komina dwupowłokowego zostaną omówione następujące zagadnienia:

- zapewnienia odpowiedniej trwałości w projektowaniu przewodów spalinowych kominów dwupowłokowych z uwzględnieniem wymagań najnowszych standardów według PN-EN 1993-3-2 [3] i norm związanych,
- poprawnego kształtowania oraz wykonawstwa przewodów spalinowych ze stali nierdzewnej,
- zasad projektowania stalowych wkładów kominowych pod wpływem oddziaływania różnicy temperatury.

2. Trwałość kominów stalowych

Normy europejskie związane z projektowaniem konstrukcji budowlanych zwracają większą uwagę, niż dotychczasowe normy polskie, na zagadnienia zapewnienia odpowiedniej trwałości. Zagadnienia dotyczące trwałości kominów stalowych zostały opisane w pracy [8], gdzie szczegółowo omówiono:

- wpływ przyjętych rozwiązań konstrukcyjnych i materiałowych oraz zabezpieczeń antykorozyjnych na odporność korozyjną projektowanych kominów stalowych,
- zasady kształtowania połączeń stali nierdzewnej (stopowej odpornej na korozję) i zwykłej węglowej (niestopowej).

Wprowadzenie wymogów Eurokodów do projektowania kominów stalowych spowodowało konieczność stosowania stali nierdzewnej [8], a biorąc pod uwagę rachunek ekonomiczny celowym rozwiązaniem staje się realizacja kominów dwupowłokowych, w których wyraźnie są rozdzielone funkcje technologiczna i nośna – konstrukcyjna. Komin dwupowłokowy [3] posiada zewnętrzny trzon nośny ze stali zwykłej niestopowej, przenosi on wszystkie oddziaływania zewnętrzne oraz wkład spalinowy – przewód wewnętrzny z odpowiednio dobranej, adekwatnie do obciążenia korozyjnego, stali najkorzystniej nierdzewnej. Przykładowe rozwiązania konstrukcyjne komina dwupowłokowe-

go pokazano na rysunkach 1. i 3. Wykonawstwo segmentów przewodów spalinowych ze stali nierdzewnej wymaga zachowania szczególnych reżimów technologicznych podanych m.in. w normie PN-EN 1993-1-4 [1].



Rys. 1. Widok segmentu przewodu spalinowego trakcie wykonawstwa i podczas montażu

Fig. 1. View of segment of the flue pipe (liner) during execution and assembly

Zachowanie tych wymagań pozwala na uzyskanie (utrzymanie) optymalnej odporności korozyjnej stali nierdzewnej. Przy wykonywaniu przewodu spalinowego należy unikać przenoszenia cząstek stali węglowej zwykłej na stal nierdzewną. Najlepiej poprzez wydzielenie specjalnych pomieszczeń i narzędzi przeznaczonych do obróbki tylko stali nierdzewnej. Szczególne ma to znaczenie w procesie walcowania blach na przewód oraz ich mechanicznego cięcia. Poniżej przedstawiono kilka zasad, którymi należy się kierować podczas wykonywania połączeń spawanych, po wykonywaniu tych połączeń należy:

- usunąć rozpryski stopiwa,
- lico spoin zeszlifować i oczyścić szczotkami ze stali nierdzewnej a następnie wytrawić za pomocą odpowiednich preparatów (żelów, past lub kąpie-li),
- po wytrawianiu, powierzchnię elementów zmyć obficie wodą, wskazane jest stosowanie wody zdemineralizowanej (destylowanej) do końcowego płukania,
- wykonać pasywację miejsc spawania i ewentualnych uszkodzeń mechanicznych,
- przebarwienia (barwy nalotowe) pochodzące od spawania, widoczne na powierzchni stali nierdzewnych, obniżające ich odporność na korozję należy usunąć poprzez wytrawienie a następnie wykonać pasywację wytrawionych powierzchni.

Wymienione zabiegi nie tylko poprawiają wygląd spawanych elementów konstrukcji, ale przede wszystkim w pełni przywracają odporność stali nierdzewnej na korozję. Brak realizacji powyższych zaleceń, szczególnie w rejonach połączeń spawanych i uszkodzeń mechanicznych powierzchni blach

ze stali nierdzewnej prowadzi w stosunkowo krótkim czasie (kilku lat) do zniszczeń korozyjnych przedstawionych w artykule [8].

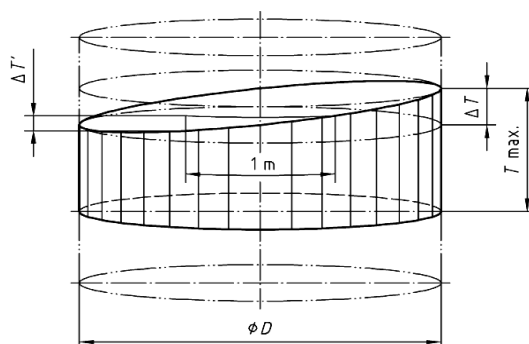
Innym ważnym zagadnieniem związanym z projektowaniem przewodów spalinowych ze stali nierdzewnej jest prawidłowe ukształtowanie i wykonawstwo styków segmentów. Taki przykładowy styk pokazano na rys. 3. – szczegół B. Istotny tutaj jest właściwy dobór rodzaju śrub – gatunku stali dostosowanej do gatunku stali stosowanej na przewód kominowy i ich klasy oraz prawidłowe ukształtowanie i wykonanie, z użyciem kompatybilnych materiałów spawalniczych, połączeń spawanych. Dotyczy to zarówno spoin łączących kołnierze ze ścianką przewodu spalinowego, jak i połączeń na spoiny czołowe blach pomiędzy sobą.

3. Oddziaływanie różnicy temperatury ścianki wykładziny

Jednym z czynników obniżającym trwałość kominów stalowych jest działanie wysokiej temperatury spalin, odprowadzane spaliny mogą również powodować nierównomierne nagrzewanie przewodu (wkładu) kominowego. Największa różnica temperatury ścianki przewodu spalinowego powstaje przy wlocie czopucha (kanału spalin) do przewodu spalinowego. Różnica temperatury na przeciwległych ściankach przewodu spalinowego, bądź wykładziny kominowej (rys. 2.) powoduje powstanie różnych wielkości odkształceń – wydłużeń skutkujących powstaniem momentów zginających, które należy uwzględnić przy projektowaniu tych stalowych przewodów spalinowych. Określenie wielkości różnicy temperatury oddziałującej na przewód spalinowy (rys 2.) dokonuje się według normy PN-EN 13084 – 6 [5], przyjmując do dalszych obliczeń wartość mniejszą z dwóch wzorów numer (1) lub (2).

$$\Delta T = 0,1 T_{\max}, \text{ lecz nie mniej niż } \Delta T_{\min} = 15\text{K}; \quad (1)$$

$$\Delta T = \Delta T' \sqrt{2} D; \quad (2)$$



Rys. 2. Liniowa różnica temperatur według PN-EN 13084-6 [5]

Fig. 2. Linear temperature difference by PN-EN 13084-6 [5]

$$\Delta T' = 4 \frac{T_{\max}}{150}, \text{ lecz nie mniej niż } \Delta T' = 4 \text{ K/m}, \quad (3)$$

gdzie: T_{\max} jest maksymalną obliczeniową temperaturą spalin wyrażoną w [°C];
 D jest średnicą przewodu spalinowego określaną w [m]
 $\Delta T'$ jest obwodowym gradientem temperatury podstawianym do wzoru w [K/m].

4. Przykład wymiarowania przewodu spalinowego

Założenia projektowe

Średnica zewnętrzna przewodu spalinowego $d_z = 1620$ mm;

Stal nierdzewna gatunku 1.4404

Maksymalna temperatura spalin $T_{\max} = 200^{\circ}\text{C}$

Parametry wytrzymałościowe stali przewodu przy maksymalnej temperaturze spalin [5]: $f_y = 137$ MPa; $E_c = 190$ MPa;

współczynniki częściowe materiałowe według [1] $\gamma_{M0} = 1,10$; $\gamma_{M1} = 1,10$.

Współczynnik rozszerzalności liniowej $\alpha_T = 16,5 \times 10^{-5}$; Intensywność korozji 0,25 mm/10 lat przy średnim (M) stopniu działania korozyjnego [4]; czas eksploatacji komina 30 lat. Potrzebny nadatek korozyjny wewnętrzny $C_{\text{int}} = 0,25 \times 30/10 = 0,75$ mm. Przyjęta wyjściowa nominalna grubość ścianki przewodu spalinowego (rys. 3.) $t_{\text{nom}} = 4$ mm. Obliczeniowa grubość przewodu spalinowego $t = 4 - 0,75 = 3,25$ mm.

Parametr jakości wytwarzania: jakość normalna $C - Q_x = 16$.

Współczynniki częściowe do kombinacji obciążeń $\gamma_G = 1,35$; $\gamma_Q = 1,50$.

Schemat statyczny przewodu spalinowego przedstawiono na rys. 4a.

Różnica temperatur

Określenie różnicy temperatur oddziałującej na przewód według PN-EN 13084 – 6 [5]

$\Delta T = 0,1 T_{\max}$, lecz nie mniej niż $\Delta T_{\min} = 15\text{K}$;

$\Delta T = 0,1 \times 200 = 20 \text{ K} > \Delta T_{\min} = 15\text{K}$;

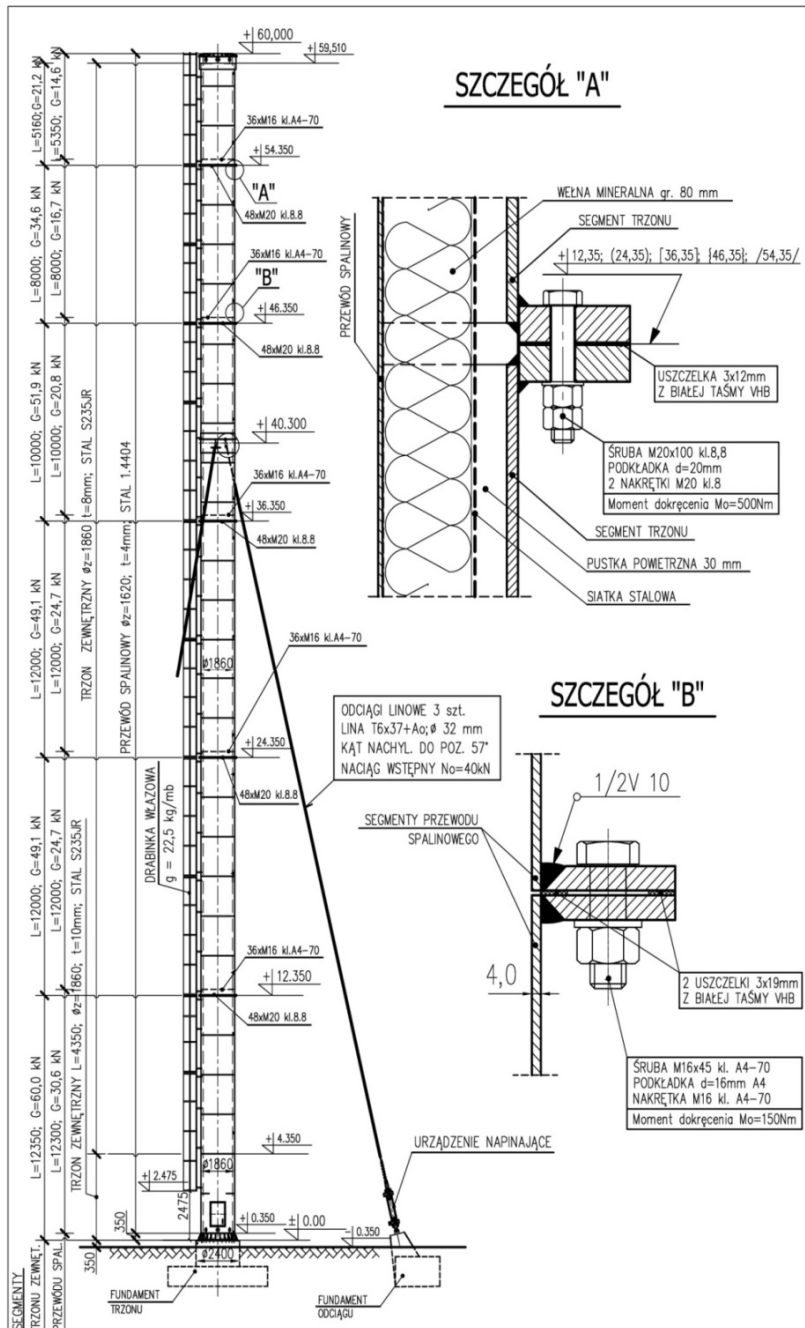
$\Delta T = \Delta T' \frac{\pi}{2} D$; $\Delta T' = 4 \frac{T_{\max}}{150}$, lecz nie mniej niż $\Delta T' = 4 \text{ K/m}$

$\Delta T' = 4 \frac{200}{150} = 5,33 \text{ K/m} > \Delta T' = 4 \text{ K/m}$

$\Delta T = 5,33 \frac{\pi}{2} \cdot 1,62 = 13,6 \text{ K}$

Wobec powyższych wartości przyjęto różnicę temperatur $\Delta T = 13,6 \text{ K}$.

Schemat statyczny przewodu spalinowego pokazano na rys. 4a, przyjęto utwierdzenie przewodu w fundamencie komina oraz podparcie podporą ślizgową przy wierzchołku komina na poziomie +59,0 m.



Rys. 3. Przykład obliczeniowy – rysunek konstrukcyjny komina

Fig. 3. Design example – constructional layout of the chimney

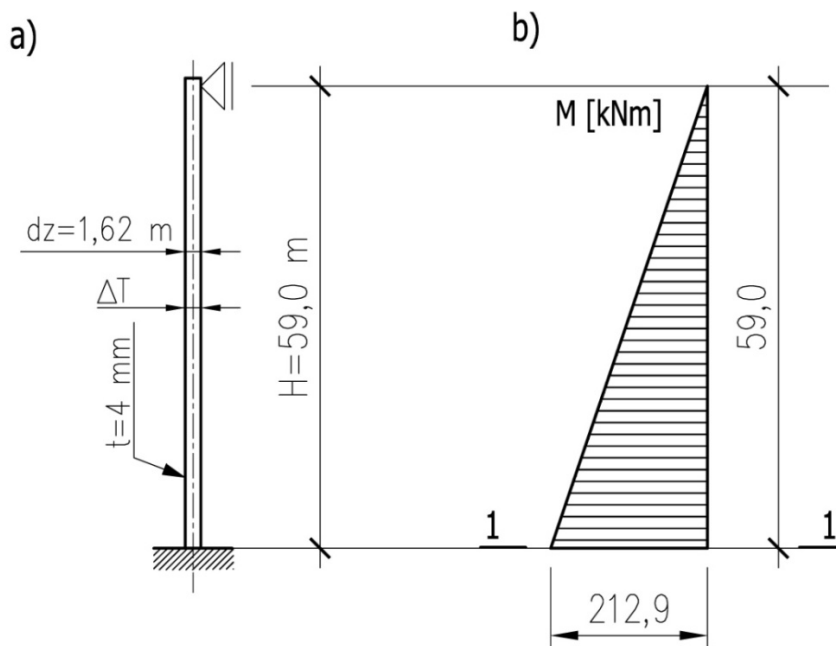
Wartości momentów zginających od różnicy temperatur w utwierdzeniu (rys. 4b)

$$M_1 = \frac{3}{2} \cdot \frac{\alpha_t \cdot \Delta T \cdot E \cdot I_1}{d_g}$$

$$I_1 = \frac{\pi}{64} (d_g^4 - d_w^4) = \frac{\pi}{64} (1620^4 - 1613,5^4) = 5,394 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

Momenty w utwierdzeniu przy grubości ścianki $t_1 = 3,25 \text{ mm}$:

$$M_1 = \frac{3}{2} \cdot \frac{16,5 \cdot 10^{-6} \cdot 13,6 \cdot 1,90 \cdot 10^5 \cdot 5,394 \cdot 10^9}{1620} = 212,9 \cdot 10^6 \text{ N mm};$$



Rys. 4. Przykład obliczeniowy: a) schemat statyczny rurowego przewodu spalinowego b) moment zginający od różnicy temperatury wkładu (przewodu)

Fig. 4. Design example: a) static tubular beam system, b) bending moment in the liner

Wartości obliczeniowe sił wewnętrznych w rozpatrywanym przekroju 1 – 1 :

Momenty zginające:

$$M_{k,1} = 212,9 \text{ kNm}; \quad M_{d,1} = M_{k,1} \cdot \gamma_Q = 212,9 \cdot 1,50 = 319,4 \text{ kNm}$$

Siły osiowe:

Wartość sił osiowych przyjęto konserwatywnie bez odejmowania ubytków korozyjnych.

$$N_{k,1} = 132,1 \text{ kN}; \quad N_{d,1} = N_{k,1} \cdot \gamma_G = 132,1 \cdot 1,35 = 178 \text{ kN}$$

$$N_{k,1} = 132,1 \text{ kN}; \quad N_{d,1,min} = N_{k,1} \cdot \gamma_{G,min} = 132,1 \cdot 0,9 = 119 \text{ kN}$$

Siły poprzeczne pominięto.

Sprawdzenie stanu granicznego powłoki według PN-EN 1993-1-6 [2]

Obliczeniowa grubość powłoki $t_1 = 3,25$ mm

Warunek stanu granicznego LS1

Naprężenia rozciągające w powłoce:

$$\sigma_{x,t} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{137}{1,1} = 124,5 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{x,t} = \frac{N_{d,1,min}}{2\pi \cdot r_{m,1} \cdot t_1} - \frac{M_{d,1}}{\pi \cdot (r_{m,2})^2 \cdot t_1}$$

$$\sigma_{x,t} = \frac{119 \cdot 10^3}{2\pi \cdot 808,4 \cdot 3,25} - \frac{319,4 \cdot 10^6}{\pi \cdot (808,4)^2 \cdot 3,25} = -40,7 \frac{N}{mm^2} < \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 124,5 \frac{N}{mm^2}$$

Warunek jest spełniony ze znacznym zapasem.

Sprawdzenie stateczności powłoki LS3

Naprężenia ściskające południkowe w powłoce:

$$d_1 = b_c = 1620 \text{ mm} \quad - \text{średnica zewnętrzna przewodu,}$$

$$r_1 = \frac{b_c}{2} = 810 \text{ mm} \quad - \text{promień zewnętrzny przewodu,}$$

$$r_{m,1} = \frac{b_c - t_1}{2} = \frac{1620 - 3,25}{2} = 808,375 \text{ mm}$$

$$\sigma_{x,c} = \frac{N_{d,1}}{2\pi \cdot r_{m,1} \cdot t_2} + \frac{M_{d,1}}{\pi \cdot (r_{m,1})^2 \cdot t_1}$$

$$\sigma_{x,c} = \frac{178 \cdot 10^3}{2\pi \cdot 808,4 \cdot 3,25} + \frac{319,4 \cdot 10^6}{\pi \cdot (808,4)^2 \cdot 3,25} = 58,7 \frac{N}{mm^2}$$

Warunek stateczności:

$$\frac{r_{m,1}}{t_1} = \frac{808,4}{3,25} = 248,7 > 0,03 \frac{E}{f_y} = 0,03 \cdot \frac{190\,000}{137} = 41,6$$

należy sprawdzić stateczność powłoki.

Parametr długości powłoki:

$L_{p,2} = 12$ m – długość segmentu powłoki.

$$\omega = \frac{L_{p,1}}{\sqrt{r_{m,1} \cdot t_1}} = \frac{12}{\sqrt{0,808 \cdot 0,00325}} = 234,1 > 0,5 \frac{r_{m,1}}{t_1} = 0,5 \cdot \frac{0,808}{0,00325} = 124,4$$

jest to powłoka długa.

Południkowe naprężenia krytyczne przy wyboczeniu sprężystym

Warunki brzegowe:

Dół: BC1

Góra: BC2 $\rightarrow C_{xb} = 3$

$$C_x = \max \left[1 + \frac{0,2}{C_{xb}} \cdot \left(1 - 2\omega \cdot \frac{t_1}{r_{m,1}} \right); 0,6 \right]$$

$$C_x = \max \left[1 + \frac{0,2}{3} \cdot \left(1 - 2 \cdot 234,1 \cdot \frac{3,25}{808,4} \right); 0,6 \right] = \max[0,941; 0,6] = 0,941$$

$$\sigma_{x,RCR} = 0,605 \cdot E \cdot \frac{t_1}{r_{m,1}} \cdot C_x$$

$$\sigma_{x,RCR} = 0,605 \cdot 190000 \cdot \frac{3,25}{808,4} \cdot 0,941 = 435,7 \frac{N}{mm^2}$$

Parametry wyboczenia południkowego:

– Parametr jakości wytwarzania $Q_x = 16$

– Charakterystyczna amplituda imperfekcji $\Delta_{wk} = \frac{1}{Q_x} \cdot \sqrt{r_{m,1} \cdot t_1}$

$$\Delta_{wk} = \frac{1}{16} \cdot \sqrt{808,4 \cdot 3,25} = 3,204 \text{ mm}$$

Współczynniki redukcyjne:

$$\beta_x = 0,6; \quad \eta_x = 1,0$$

$$\alpha_x = \frac{0,62}{1 + 1,91 \cdot \left(\frac{\Delta_{wk}}{t_1} \right)^{1,44}} = \frac{0,62}{1 + 1,91 \cdot \left(\frac{3,204}{3,25} \right)^{1,44}} = 0,216$$

Smukłości graniczne:

$$\lambda_{ox} = 0,20 + 0,10 \cdot \left(\frac{|\sigma_{x,t}|}{|\sigma_{x,c}|} \right) = 0,20 + 0,10 \cdot \left(\frac{|-40,71|}{158,71} \right) = 0,269$$

$$\lambda_{px} = \sqrt{\frac{\alpha_x}{1 - \beta_x}} = \sqrt{\frac{0,216}{1 - 0,6}} = 0,735$$

Smukłość powłoki:

$$\lambda_{ox} = 0,269 < \lambda_x = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{x,RCR}}} = \sqrt{\frac{137}{435,7}} = 0,561 < \lambda_{px} = 0,735$$

Zatem:

$$\chi_x = 1 - \beta_x \cdot \left(\frac{\lambda_x - \lambda_{ox}}{\lambda_{px} - \lambda_{ox}} \right)^{\eta_x} = 1 - 0,6 \cdot \left(\frac{0,561 - 0,269}{0,735 - 0,269} \right)^1 = 0,624$$

Naprężenia ściskające południkowe w powłoce:

d_1 $b_i = 1620$ mm – średnica zewnętrzna przewodu,

b_w 1613,5 mm – średnica wewnętrzna przewodu,
 r_1 810 mm – promień zewnętrzny przewodu,
 l_{cr} $0,8 \times 59 = 47,2$ m – długość wyboczenia dla przyjętego schematu belki (pręta) jednostronnie utwierdzonej.

$$I_o = \frac{\pi}{64} \cdot (b_e^4 - b_w^4) = \frac{\pi}{64} \cdot ((162)^4 - (161,35)^4) = 539354 \text{ cm}^4$$

$$A = \frac{\pi}{4} \cdot (b_e^2 - b_w^2) = \frac{\pi}{4} \cdot ((162)^2 - (161,35)^2) = 165,1 \text{ cm}^2$$

$$i_o = \sqrt{\frac{I_o}{A}} = \sqrt{\frac{539354}{165,1}} = 57,16 \text{ cm}$$

$$\lambda_o = \frac{l_{cr}}{i_o} = \frac{4720}{57,13} = 82,57$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235 \text{ MPa}}{f_y}} = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{137}} = 122,98$$

$$\lambda = \lambda_o \cdot \frac{\sqrt{\chi_x}}{\lambda_1} = 82,57 \cdot \frac{\sqrt{0,628}}{122,98} = 0,53$$

$\alpha = 0,49$ – parametr imperfekcji dla kształtowników rurowych spawanych.

$$\Phi = \frac{0,5[1 + \alpha(\lambda - 0,4) + \lambda^2]}{1} = \frac{0,5[1 + 0,49 \cdot (0,53 - 0,4) + 0,53^2]}{1} = 0,67$$

$$\chi_i = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda}} = \frac{1}{0,67 + \sqrt{0,67^2 - 0,53}} = 0,92$$

$$\sigma_{x,cx} = \frac{N_{d,1}}{\chi_i \cdot 2\pi \cdot r_{m,1} \cdot t_1} + \frac{M_{d,1}}{\pi \cdot r_{m,1}^2 \cdot t_1}$$

$$\sigma_{x,cx} = \frac{178 \cdot 10^3}{0,92 \cdot 2\pi \cdot 808,4 \cdot 3,25} + \frac{319,4 \cdot 10^6}{\pi \cdot (808,4)^2 \cdot 3,25} = 59,6 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Warunek stanu granicznego:

$$\sigma_{x,Rk} = \chi_x \cdot f_y = 0,624 \cdot 137 = 85,5 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{x,Rd} = \frac{\sigma_{x,Rk}}{\gamma_{M1}} = \frac{85,5}{1,1} = 77,7 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{\sigma_{x,cx}}{\sigma_{x,Rd}} = \frac{59,6}{77,7} = 0,77 < 1,0$$

Warunek został spełniony z 23% zapasem. Dalsze obliczenia zbędne.

5. Podsumowanie

Projektowanie kominów stalowych według Eurokodów, na założony okres eksploatacji wymaga odpowiedniej wiedzy często interdyscyplinarnej i doświadczenia. Stąd konieczność współpracy konstruktora, technologa i użytkownika, w celu opracowania danych wyjściowych pozwalających okre-

ślić stopień zagrożeń korozyjnych, a następnie właściwy dobór rozwiązań materiałowo – konstrukcyjnych, gwarantujących wymaganą trwałość kominów – możliwość eksploatacji przez zalecony w normie PN-EN 1993-3-2 [3] projektowany okres użytkowania, wynoszący minimum 30 lat.

W ramach racjonalnego zużycia energii, w wielu ciepłowniach i kotłowniach są montowane różnego rodzaju instalacje odzysku ciepła ze spalin, zastosowanie takich rozwiązań (w postaci ekonomizerów) skutkuje między innymi obniżeniem temperatury odprowadzanych spalin, często na granicy temperatury kwasowego punktu rosy. Przy takich parametrach spalin zawierających na ogół związki siarki, budowa kominów jednopowłokowych ze stali zwykłej nieodpornej na korozję, staje się rozwiązaniem ekonomicznie nieuzasadnionym. Przyczyną jest przede wszystkim zbyt krótki okres eksploatacji ze względu na intensywną korozję wżerową ścianki komina. Takie uwarunkowania technologiczne tzn. niska temperatura odprowadzanych spalin oraz dodatkowo wprowadzenie przez Eurokody nowych bardziej rygorystycznych (niż dotychczas) wymagań materiałowych spowodowało potrzebę poszukiwania nowych rozwiązań konstrukcyjno-materiałowych w zakresie realizacji kominów stalowych. Coraz powszechniej stosowanym rozwiązaniem będą kominy dwupowłokowe z wewnętrznym ocieplonym przewodem spalinowym ze stali stopowej – nierdzewnej. Rozdzielenie funkcji technologicznej i konstrukcyjnej jest korzystnym rozwiązaniem z punktu widzenia trwałości a dodatkowym atutem takich kominów jest możliwość wymiany jedynie przewodu spalinowego, w przypadku jego całkowitego skorodowania oraz możliwość ponownego wykorzystania trzonu nośnego. Przewody spalinowe w takich kominach projektuje się jedynie na naprężenia wynikające z oddziaływania różnicy temperatury z uwzględnieniem ubytków korozyjnych, jak to pokazano w zamieszczonym w referacie przykładzie obliczeniowym.

Budowa kominów dwupowłokowych z wewnętrznym przewodem spalinowym, z prawidłowo dobranego gatunku stali odpornej na korozję i z odpowiednio przyjętą grubością wyjściową ścianki przewodu gwarantuje wymaganą trwałość tych specjalnych budowli przemysłowych.

Literatura

- [1] PN-EN 1993-1-4: 2007. Eurokod 3. Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-4: Reguły uzupełniające dla konstrukcji ze stali nierdzewnych.
- [2] PN-EN 1993-1-6: 2007 Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych – Część 1-6: Wytrzymałość i stateczność konstrukcji powłokowych.
- [3] PN-EN 1993-3-2: 2008. Eurokod 3. Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 3-2: Wieże, maszty i kominy – Kominy.
- [4] PN-EN 13084-1: 2007. Kominy wolno stojące. Część 1: Wymagania ogólne.
- [5] PN-EN 13084-6: 2005. Kominy wolno stojące. Część 6: Wykładziny stalowe. Projektowanie i wykonanie.

- [6] PN-EN 13084-7: 2006. Kominy wolno stojące. Część 7: Wymagania dotyczące cylindrycznych wyrobów stalowych przeznaczonych na jednopowłokowe kominy stalowe oraz stalowe wykładziny.
- [7] PN-EN 10088: 2007. Stale odporne na korozję.
- [8] Kubiszyn W.: Wybrane aspekty projektowania, wykonawstwa i montażu dwupowłokowych kominów stalowych. Inżynieria i Budownictwo, Nr 9/2012.
- [9] Rykaluk K.: Konstrukcje stalowe. Kominy. Wieże. Maszty Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2004.
- [10] Włodarczyk W.: Problemy obliczeniowe i konstrukcyjne w projektowaniu kominów stalowych. Materiały Konferencji WPPK. Ustroń 2004.
- [11] Włodarczyk W.: O niektórych problemach projektowania kominów stalowych. Inżynieria i Budownictwo, Nr 11/2004.
- [12] Włodarczyk W.: Problemy trwałości w projektowaniu kominów stalowych według Eurokodu 3. Inżynieria i Budownictwo, Nr 9/2010.
- [13] Włodarczyk W.: Problemy projektowania kominów stalowych z uwzględnieniem Eurokodów. Materiały Konferencji WPPK. Szczyrk 2012.

CHOSEN ASPECTS OF SHAPING, DESIGNING AND EXECUTION OF STEEL LINERS IN DOUBLE WALL CHIMNEYS

S u m m a r y

The paper presents problems of shaping, designing and execution of steel liners which are made of stainless steel in double wall chimneys. Taking an example of existing double wall chimney, problems with providing required durability in designing of steel chimneys with PN-EN 1993-3-2 and PN-EN 13084-1 code condition were taken into consideration. Applied material and structural solutions were described as well as the execution rules of the steel liners. Principles of chimney liner's design were presented with regard to effects of the temperature difference according to PN-EN13084-6 code. These principles are illustrated with proper design example. In conclusion, the paper recommends the implementation of double wall steel chimneys with stainless steel liner as a solution to meet the current standard requirements for durability.

Keywords: steel chimneys, stainless steel, steel liners, durability of steel chimneys, actions of temperature difference

Przesłano do redakcji: 30.05.2015

Przyjęto do druku: 10.01.2016

DOI: 10.7862/rb.2015.192

Anna KUCHARCZYK¹

NOŚNOŚĆ ZAKOTWIENIA STALOWEGO MASZTU ANTENOWEGO W ISTNIEJĄCYCH ELEMENTACH BUDYNKU

W artykule przedstawiono problematykę połączenia – zakotwienia stalowego masztu antenowego w istniejących elementach żelbetonowych budynku takich jak stropodach czy ściana. W procesie projektowania zakotwienia należy sprawdzić wiele warunków nośności takich jak nośność na zerwanie stali, na zniszczenie przez wrywanie betonu czy na ścinanie łączników. Połączenie źle zaprojektowane może doprowadzić tym samym do awarii lub katastrofy, co będzie z sobą niosło uszkodzenia zarówno samej konstrukcji masztu, elementów wyposażenia, jak i elementów obiektu, na którym ta konstrukcja jest stawiana.

Słowa kluczowe: kotwy stalowe, wrywanie, ścinanie, zniszczenie stali, rozłupanie betonu.

1. Charakterystyka stalowych łączników kotwiących

Intensywny rozwój telefonii komórkowych stwarza potrzebę zapewnienia zasięgu, który ma sprostać wymaganiom klientów. Co za tym idzie, należy stawiać nowe nadajniki anten, umieszczone na masztach [5]. Budowle te, stawiane w dalekiej odległości od siedlisk miejskich, nie dawały wystarczającego zasięgu. Tym samym zaczęto szukać nowych możliwości poprawy tej sytuacji – maszty antenowe zaczęto stawiać na istniejących budynkach czy budowlach takich jak kominy czy silosy. Sposób ten stał się lepszym rozwiązaniem pod względem ekonomicznym oraz technologicznym: montaż masztów na istniejących obiektach budowlanych jest tańszy niż stawianie samodzielnego masztu, co nie zawsze jest możliwe ze względu na planowanie przestrzenne miast oraz daje lepszy zasięg działania nadajników antenowych.

¹ Anna Kucharczyk, mgr inż., Uniwersytet Zielonogórski, ul. Prof. Z. Szafrana 1, 65 – 516 Zielona Góra, tel.: (0 68) 328 78 03, A.Kucharczyk@ib.uz.zgora.pl



Rys. 1. Sposoby montowania masztu na istniejących obiektach: lewa strona – do ściany, prawa strona – do stropodachu.

Fig. 1. Methods of mounting mast on existing facilities: the left side - on the wall, right side - the flat roof.

Masztu montowane są do istniejących elementów obiektów budowlanych (stropodachów, wieżb dachowych, ścian, trzonów kominów itp. – rys. 1) za pomocą stalowych łączników kotwiących. Jest to jedyne połączenie konstrukcji masztowej z istniejącym obiektem.

Na rynku można spotkać bardzo wiele rodzajów i producentów tych łączników. Na rys. 2 przedstawiono najczęściej spotykane rodzaje kotwi [9].



Rys. 2. Rodzaje łączników kotwiących: a) dybel stalowy wkręcany, b) kotwa wbijana, c) kotwa sworzniowa, d) kotwa gwoździowa, e) kotwa tulejowa Źródło: www.fischerpolska.pl

Fig. 2. Types of anchors: a) steel wedge anchor, b) hammered anchor, c) bolted anchor, d) nailed anchor, e) sleeved anchor. Source: www.fischerpolska.pl

Stalowe łączniki kotwiące można używać przy mocowaniu do elementów betonowych niezarysowanych, według zaleceń producenta [9] i [10], o klasie betonu większej niż C20/25.

2. Algorytm wyznaczania nośności połączenia zakotwienia masztu według metody A

2.1. Reakcje w węźle

Aby wyznaczyć nośność połączenia zakotwienia masztu w istniejącym elemencie konstrukcyjnym obiektu budowlanego należy znać reakcje, uwzględniające częściowy współczynnik bezpieczeństwa, podane w [1], [4] i [8], dla zadanych obciążeń, w węźle bądź w węzłach kotwiących budowlę masztową. Należy znać:

- obciążenie wrywające N_{Sd} ;
- siłę ścinającą w kierunku osi poziomych x i y - $V_{Sd,x}$ i $V_{Sd,y}$;
- moment zginający wokół osi poziomych x i y - $M_{Sd,x}$ i $M_{Sd,y}$;
- moment skrętny wokół osi pionowej z - $M_{T,Sd}$.

Następnym krokiem jest podanie wynikowych sił na kotwy oraz wyznaczenie w przekroju betonowych zasięgu strefy ściskanej i rozciąganej według [3].

2.2. Nośność obliczeniowa na wrywanie

Nośność obliczeniowa łączników kotwiących na wrywanie składa się z wyznaczenia dla najbardziej niekorzystnie obciążonej kotwi według [10]:

- zniszczenia (zerwania) stali;
- zniszczenia poprzez wrywanie stożka betonowego;
- zniszczenia poprzez rozłupanie betonu przy obciążeniu.

Nośność na zniszczenie (zerwanie) stali sprawdza się z warunku:

$$N_{Sd} \leq \frac{N_{Rk,s}}{\gamma M_s} = N_{Rd,s} \quad (1)$$

gdzie: N_{Sd} – siła wrywająca,

$N_{Rk,s}$ – nośność charakterystyczna kotwi na zniszczenie / zerwanie stali,

$N_{Rd,s}$ – nośność obliczeniowa kotwi na zniszczenie / zerwanie stali,

γM_s – współczynnik częściowy bezpieczeństwa dla zniszczenia stali.

Nośność najbardziej obciążonego łącznika zależy od jego pola powierzchni A_s oraz od wytrzymałości charakterystycznej na rozciąganie f_{uk} :

$$N_{Rk,s} = A_s \cdot f_{uk} \quad (2)$$

Nośność na zniszczenie poprzez wyrywanie stożka betonowego sprawdza się z warunku:

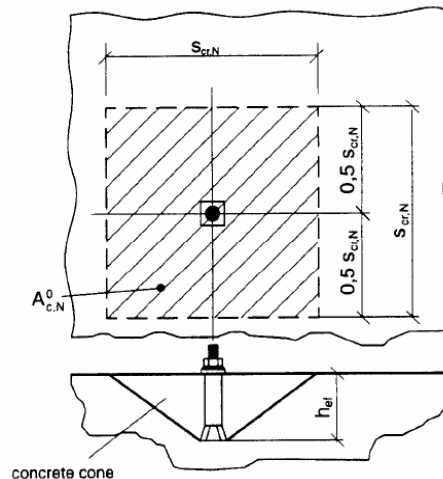
$$N_{Sd} \leq \frac{N_{Rk,c}}{\gamma M_c} = N_{Rd,c} \quad (3)$$

gdzie: $N_{Rk,c}$ – wartość charakterystyczna nośności łącznika na zniszczenie poprzez wyrywanie stożka betonowego,
 γM_c – współczynnik częściowy bezpieczeństwa dla zniszczenia betonu,
 $N_{Rd,c}$ – wartość obliczeniowa nośności łącznika na zniszczenie poprzez wyrywanie stożka betonowego.

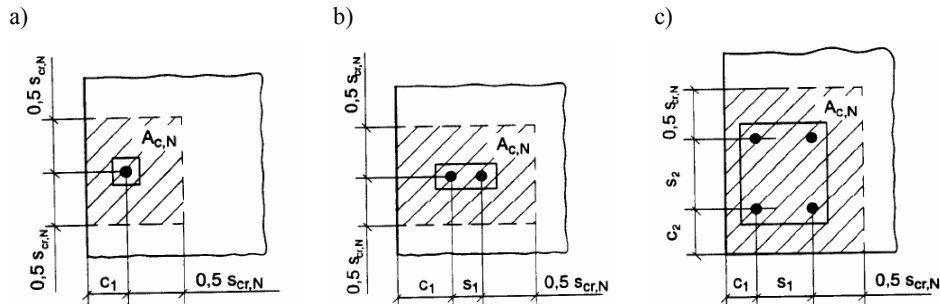
Wartość charakterystyczną nośności łącznika na zniszczenia wyznacza się ze wzoru:

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{cc,N} \quad (4)$$

Na nośność charakterystyczną kotwi na zniszczenie bądź zerwanie ma wpływ stosunek powierzchni betonu wokół łącznika kotwiącego, którego odległość do krawędzi, idealizując powierzchnię do stożka betonowego jako piramidy o wysokości równej głębokości zakotwienia h_{ef} i długości podstawy równej $s_{cr,N}$ (rys. 2) do rzeczywistej powierzchni betonu ograniczonej przez nakładające się stożki sąsiednich łączników (rys. 3).



Rys. 3. Wyidealizowany betonowy stożek i powierzchnia $A_{c,N}$ dla pojedynczego łącznika.
 Fig. 3. Idealized concrete cone and area $A_{c,N}$ of concrete cone of an individual anchor.



Rys. 4. Przykłady rzeczywistej powierzchni betonu $A_{c,N}$ dla różnych rozmieszczeń łączników w przypadku działania obciążenia rozciągającego osiowo dla a) pojedynczego łącznika, b) grupy dwóch łączników, c) grupy czterech łączników na krawędzi betonowego elementu.

Fig. 4. Examples of actual areas $A_{c,N}$ of the idealized concrete cones for different arrangements of anchors in the case of axial tension load a) individual anchor, b) group of two anchors, c) group of four anchors at the edge of concrete element.

Wpływ na końcową wartość nośności na zniszczenie / zerwanie stali ma również początkowa wartość nośności charakterystycznej kotwi umieszczonej w zarysowanym lub niezarysowanym betonie:

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{c,cube}} \cdot h_{ef}^{1.5} \quad (5)$$

gdzie: k_1 – współczynnik: dla betonu niezarysowanego przyjmuje się 10,1;
dla betonu zarysowanego 7,2.

$f_{c,cube}$ – wytrzymałość betonowej próbki sześcienniej na ściskanie,
 h_{ef} – głębokość zakotwienia łącznika (rys. 3).

oraz współczynniki:

- a) $\psi_{s,N}$ – uwzględniający zaburzony rozkład naprężeń na krawędzi betonu.
Dla zamocowań brzegowych na kilku odcinkach, np. zakotwienie na narożniku betonowego elementu lub do wąskiego elementu zależy to od minimalnej grubości otuliny c :

$$\psi_{s,N} = \min \left(1; 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \right) \leq 1,0 \quad (6)$$

- b) $\psi_{re,N}$ – uwzględniający kruszenie się powłoki betonu i efekt wzmocnienia:

$$\psi_{re,N} = 0,5 + \frac{h_{ef}}{200} \leq 1,0 \quad (7)$$

Współczynnik ten przyjmuje wartość równą 1,0 bez względu na głębokość zakotwienia łącznika, jeżeli w obszarze kotwienia jest zbrojenie o dowolnej średnicy w rozstawie większym niż 150mm lub o średnicy mniejszej niż 10mm i rozstawie większym niż 100mm.

- c) $\psi_{ec,N}$ – uwzględniający efekt działania grupy łączników, w sytuacji gdy różne naprężenia od obciążeń działają na pojedyncze kotwy z grupy:

$$\psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + \frac{2e_N}{s_{cr,N}}} \leq 1,0 \quad (8)$$

gdzie: e_N – mimośród obciążenia mającego wpływ na rozciąganie kotew.

Jeżeli mimośród działa w obu kierunkach poziomych, współczynnik $\psi_{ec,N}$ powinno się ustalać osobno dla każdego kierunku, a wynik obu współczynników umieszcza się w równaniu (4).

Nośność na zniszczenie poprzez rozłupanie betonu przy obciążeniu można pominąć przy obliczeniach w trzech przypadkach:

- 1) jeżeli odległość do krawędzi c we wszystkich kierunkach poziomych jest większa od odległości zapewniającej przekazanie charakterystycznej wytrzymałości na rozciąganie pojedynczej kotwi $c_{cr,sp}$;
- 2) grubość elementu betonowego jest większa od dwukrotności głębokości zakotwienia;
- 3) maksymalna szerokość rys jest mniejsza niż 0,3mm.

Jeżeli te warunki nie są spełnione, należy sprawdzić nośność betonu na zniszczenie poprzez rozłupanie przy obciążeniu wg wzoru:

$$N_{Rk,sp} = N_{Rk,cp}^0 \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{h,sp} \quad (9)$$

Składowe wzoru wyznacza się wg równań (5) – (8), z tą różnicą, że do wzorów podstawia się odpowiednio wartości charakterystyczne dla rozłupania betonu $c_{cr,sp}$ i $s_{cr,sp}$.

- a) $\psi_{h,sp}$ – współczynnik uwzględniający wpływ rzeczywistej grubości elementu na odporność betonu na rozłupywanie dla kotew:

$$\psi_{h,sp} = \left(\frac{h}{h_{min}} \right)^{2/3} \leq 1,5 \quad (10)$$

gdzie: h – rzeczywista grubość elementu,

h_{min} – grubość elementu, dla której zostało wyznaczone $c_{cr,sp}$,

$h_{min} \leq 2h_{ef}$.

Jeżeli odległość kotwi od krawędzi jest mniejsza niż $c_{cr,sp}$, to krawędź elementu powinna być wzmocniona dodatkowym zbrojeniem podłużnym.

2.3. Nośność kotwi na ścinanie

Nośność kotwi na ścinanie wyznacza się za pomocą określenia:

- nośności na zniszczenie (zerwanie) stali bez zginania;
- nośności na odlupanie betonu po przeciwnej stronie do przyłożenia obciążania.

Nośność na zniszczenie (zerwanie) stali bez zginania wyznaczana jest w dwóch aspektach:

- 1) bez działania mechanizmu dźwigni – występuje na elementach łączonych przez zgrzewanie bądź nie przyspawanego do stalowego elementu – blachy. Obliczenia wytrzymałości są oparte na charakterystycznej wytrzymałości stali na rozciąganie oraz na polu przekroju poprzecznego kotwi:

$$V_{Rk,s} = A_s \cdot f_{uk} \quad (11)$$

W przypadku grup kotwi charakterystyczna wartość nośności na ścinanie powinna być pomnożona przez współczynnik równy 0.8, w sytuacji, gdy łącznik jest wykonany ze stali o stosunkowo niskiej ciągliwości (wydłużenie pęknięcia $< 8\%$). Równanie (11) nie dotyczy kotwi o mniejszym przekroju w stosunku do długości śruby, np. kotwie rozporowe.

- 2) w występującym działaniem mechanizmu dźwigni – w innych przypadkach niż te, wymienione w 1). Wyznacza się nośność ze wzoru:

$$V_{Rk,s} = \frac{\alpha_M \cdot M_{Rk,s}}{\ell} \quad (12)$$

gdzie: α_M – współczynnik, który zależy od stopnia naciągu kotwi od strony urządzenia montującego:

$\alpha_M = 1,0$ dla kotwi bez naciągu;

$\alpha_M = 2,0$ dla kotwi z pełnym naciągiem;

$M_{Rk,s}$ – charakterystyczna nośność na zginanie,

ℓ – ramię dźwigni

Na charakterystyczną nośność na zginanie $M_{Rk,s}$ ma wpływ stosunek siły zrywającej N_{sd} do nośności obliczeniowej na zerwanie (zniszczenie) kotwi $N_{Rd,s}$ oraz nośność charakterystyczna na zginanie pojedynczej kotwi $M_{Rk,s}$:

$$M_{Rk,s} = M_{Rk,s}^0 \cdot \left(1 - \frac{N_{sd}}{N_{Rd,s}} \right) \quad (13)$$

Wartość nośności charakterystycznej pojedynczej kotwi na zginanie wyznacza się ze wzoru (14) w przypadku, gdy kotwa nie ma znacznie zmniejszonego przekroju w stosunku do długości.

$$M_{Rk,s}^0 = 1,2 \cdot W_{el} \cdot f_{uk} \quad (14)$$

gdzie: W_{el} – wskaźnik sprężystości przekroju.

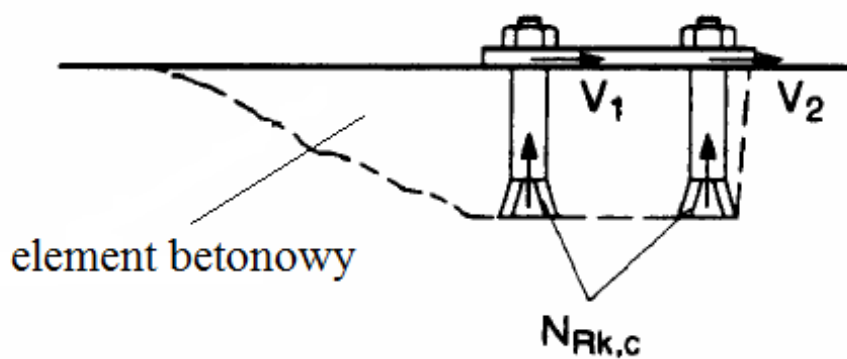
Kotwienie może być również powodem odłupania betonu po przeciwnej stronie niż przyłożone obciążenie, wtedy należy wyznaczyć także **nośność na odłupanie betonu po przeciwnej stronie do przyłożenia obciążenia**:

$$V_{Rk,cp} = k \cdot N_{Rk,c} \quad (15)$$

gdzie: k – współczynnik zależny od głębokości kotwienia h_{ef}

$k = 1$, gdy $h_{ef} < 60\text{mm}$

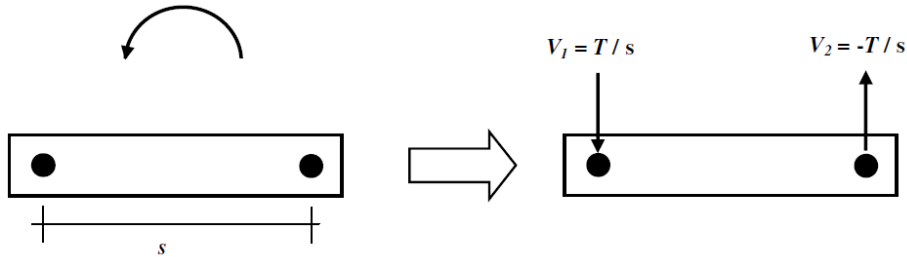
$k = 2$, gdy $h_{ef} \geq 60\text{mm}$



Rys. 5. Mechanizm zniszczenia betonu przez działanie siły po przeciwnej stronie przyłożenia obciążenia.

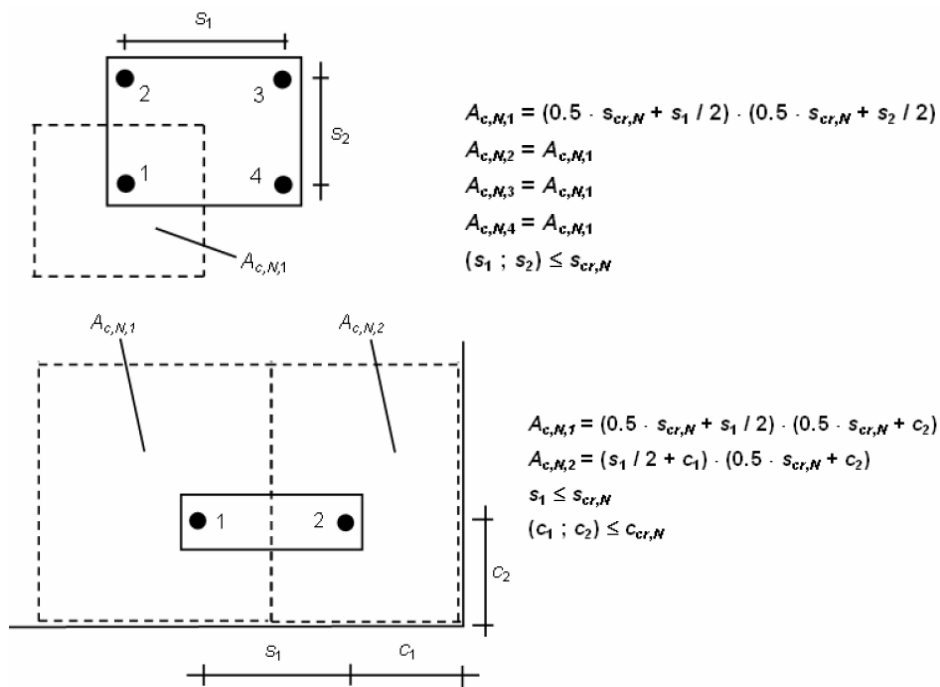
Fig. 5. Concrete pry-out failure on the side opposite to load direction.

W przypadku sił ścinających lub/i momentów skrętnych działających na grupę kotwi kierunku obciążeń poprzecznych mogą się zmieniać, co pokazano na rys. 6.



Rys. 6. Grupa kotew obciążona momentem skrętnym (lewa strona). Zmieniające swoje kierunki obciążenie ścinające działające na grupę kotwi (prawa strona).

Fig. 6. Group of anchors loaded by a torsion moment (left side). Shear loads acting on the individual anchors of the group alter their directions (right side).



Rys. 7. Przykłady wyznaczenia pola $A_{c,N}$ dla betonowych stożków: góra – grupa czterech kotew, dół – grupa dwóch kotew zamocowanych w bliskości narożnika elementu.

Fig. 7. Examples for the calculation of the area $A_{c,N}$ of the idealised concrete cones: up – group of four anchors, down – group of two anchors in a corner.

W przypadkach, gdy poziome lub pionowe składowe obciążenia ścinających kotwie zmieniają swój kierunek weryfikowanie zniszczenia przez rozłupywanie betonu ogranicza się dla najbardziej obciążonej kotwi. Przy obliczaniu nośności wpływ ma zarówno odległość od krawędzi jak i rozstaw kotwi. Nośność kotwi na zerwanie uwzględniona przy wyznaczeniu nośności na odłupanie betonu wyznacza się analogicznie z równania (4), zmieniając przy tym pola powierzchni $A_{c,N}$ jak na rys. 7.

3. Wnioski końcowe i podsumowanie

Zakotwienie masztu w istniejącym elemencie konstrukcyjnym budynku jest newralgicznym punktem wymiarowania, ponieważ stanowi jedyne połączenie konstrukcji masztu z obiektem, na którym jest wznoszone. Poprawnie zaprojektowane połączenie powinno oznaczać się wyężeniem z uwzględnieniem wrywania i ścinania w granicach 55% [9]. Istniejące podłoże betonowe powinno spełniać warunki nośności na ścinanie i wrywanie, stan powinien być sprawdzony i potwierdzony ekspertyzą budowlaną. W innym przypadku należałoby wzmocnić sama konstrukcję podłoża poprzez dołożenie prętów zbrojeniowych w obrębie montowanego masztu.

W przeciwnym razie, złe podłoże oraz błędy w wymiarowaniu połączenia zakotwienia może doprowadzić do katastrofy budowlanej, co opisano w [7].



Rys. 8. Awaria aluminiowego masztu antenowego o wysokości 80,00m. Źródło: www.inzynierbudownictwa.pl

Fig. 8. Failure aluminum mast with a height of 80,00m. Source: www.inzynierbudownictwa.pl

Literatura

- [1] PN-EN 1990 Eurokod Podstawy projektowania konstrukcji.
- [2] PN-EN 1991-1-4 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-4: Oddziaływania ogólne. Oddziaływania wiatru.
- [3] PN-EN 1992-1-1 Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1 - 1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- [4] PN-EN 1993-1-1 Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- [5] PN-EN 1993-3-1 Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 3-1: Wieże, maszty i kominy. Wieże i maszty.
- [6] Łubiński M., Żółtowski W.: Konstrukcje metalowe. Część II. Wyd. Arkady Warszawa 2004.
- [7] Sendkowski J., Tkaczyk A., Tkaczył Ł.: Katastrofa budowlana aluminiowego masztu telekomunikacyjnego z odciągami, Inżynier budownictwa, nr 12, 2015, s. 104-109.
- [8] Matuszkiewicz M.: Obliczanie kratowych masztów z odciągami według PN-EN 1993-3-1, Inżynieria i Budownictwo, nr 4/2010, 2010, s. 589-593.
- [9] Europejska Aprobata Techniczna ETA-05/0069 dla kotwi sworzniowych fischer FAZ II.
- [10] Guideline for European technical approval of metal anchors for use in concrete ETAG 001, 2013.

STRENGTH OF STEEL MAST ANCHORING IN THE EXISTING BUILDINGS ELEMENTS.

Summary

The article presents the problem of call - anchor steel antenna mast in existing reinforced concrete building elements such as flat roof or wall. In the process of designing anchoring check the capacity of many conditions such as load capacity of breaking steel, for destruction by pulling-out concrete or shear connectors. The connection of poorly designed may result in failure or disaster, what will become of them carried the damage of both the mast construction, equipment, as well as elements of the object on which the construction is put.

Keywords: steel anchors, pulling out, shearing, destruction of steel, concrete splitting.

Przesłano do redakcji: 30.05.2015

Przyjęto do druku: 10.01.2016

DOI: 10.7862/rb.2015.193