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

R e d a k t o r n a c z e l n y
Wydawnictw Politechniki Rzeszowskiej
prof. dr hab. inż. Leonard ZIEMIAŃSKI

R a d a N a u k o w a
prof. Mohamed Eid (Francja), prof. David Valis (Czechy)
prof. Nadežda Števulová (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 Kvočak (Słowacja)
prof. Zinoviy Blikharskyy (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)

K o m i t e t R e d a k c y j n y
(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

P r z y g o t o w a n i e m a t r y c
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: kpiet@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-BĄK, 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 GĄSIOR: Model złoża oparty na parametrach jakościowych węgli 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 SINGOVSZKA: 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

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (4/15), październik-grudzień 2015, s. 7-18

Witold BASIŃSKI[1]

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 *Sj* 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 10^0 were produced (Fig. 1).

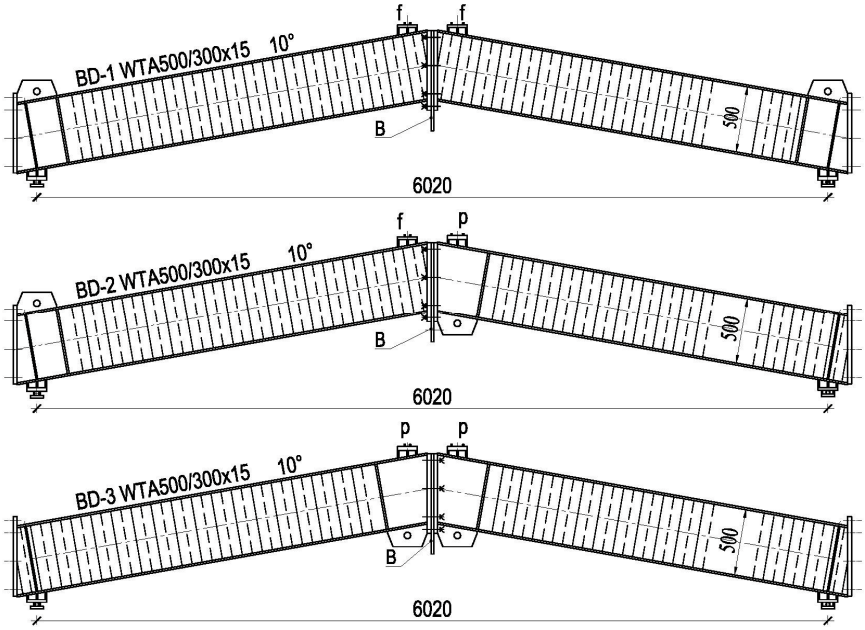


Fig. 1. Double-slope girders with corrugated web

Rys. 1. Dwuspadowy dźwigar ze środnikiem z blachy fałdowej

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)

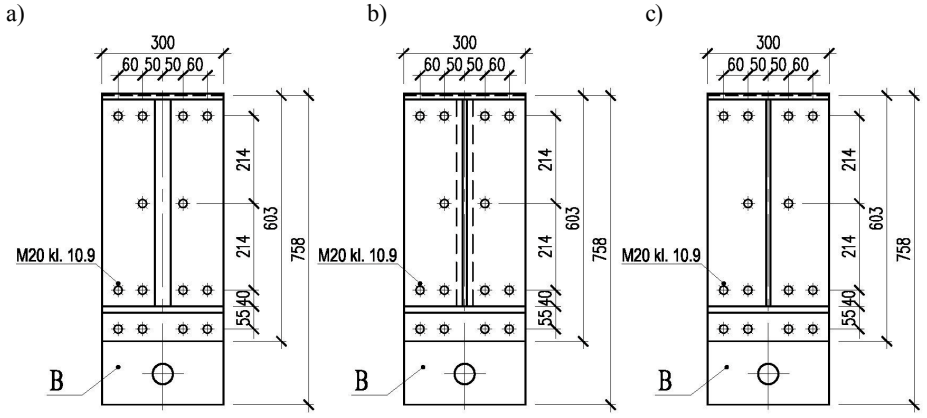


Fig. 2. End-plate joints in double-slope girders a) f-f in BD-1; b) p-f in BD-2; c) p-p in BD-3
Rys. 2. Połączenia doczołowe dźwigara dwuspadowego a) f-f w BD-1; b) p-f w BD-2; c) p-p w BD-3

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 was 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 421kg, 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 φ 50 tube going through the large force plate.

In the tests, a short duration dynamic impulse of 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.

a) b)

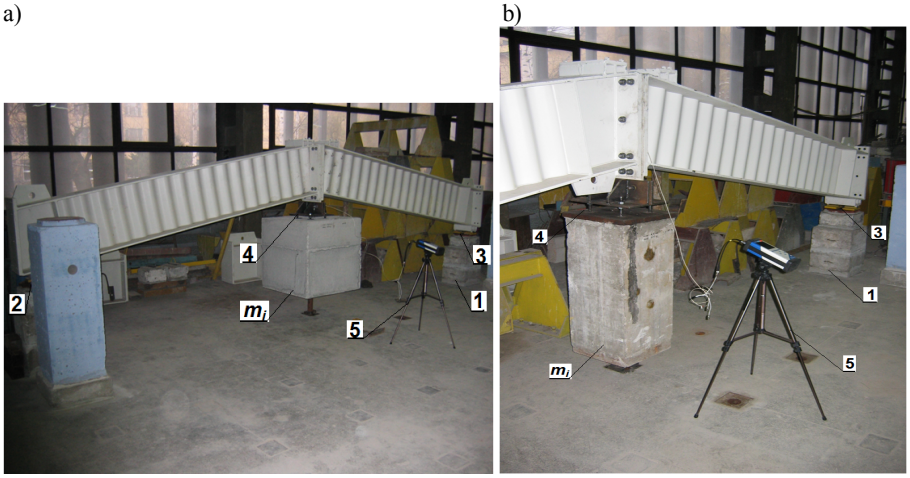


Fig. 3. Double-slope girders on the test stand in vibration measurement tests
a) BD-1 with the mass of 1218 kg; b) BD-2 with the mass of 421 kg

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

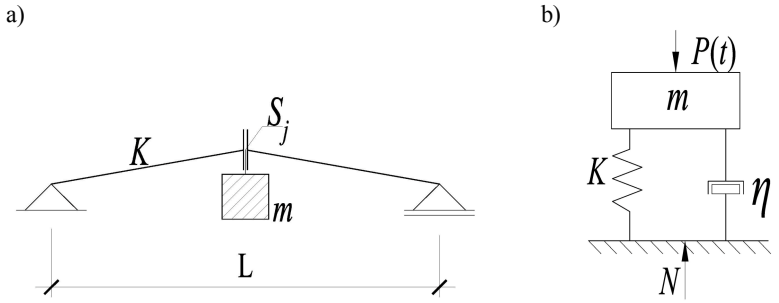


Fig. 4. Schema: a) double-slope girder; b) the Voigt – Kelvin material model

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):

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

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):

$$A_V = \frac{P_o}{(-m \cdot \Omega^2 + 1i \cdot \eta \cdot \Omega + K)} \tag{2}$$

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

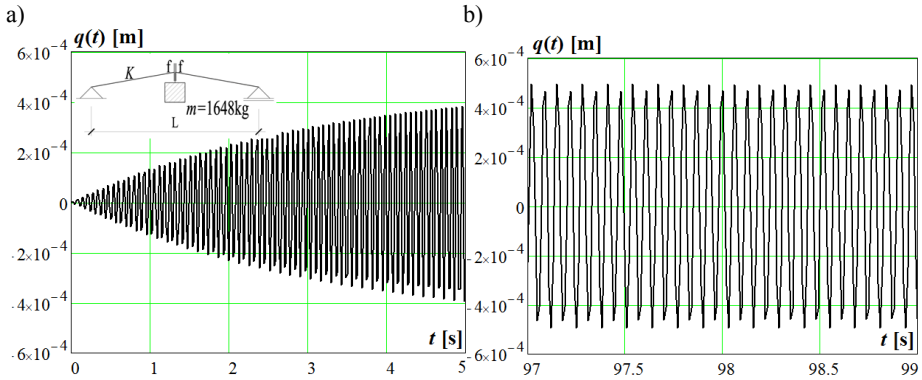


Fig. 5. Graphs presenting the displacements in the initial phase and the steady state of concentrated mass m of the system girder + mass loading of the BD-1 gabled SIN girder with f-f joint

Rys. 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.

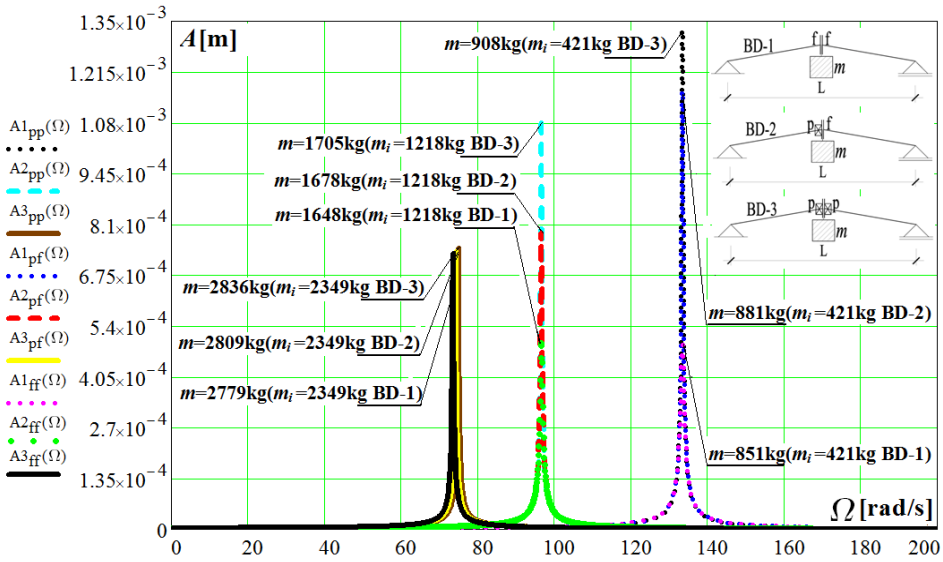


Fig. 6. Displacement amplitudes A_V of the concentrated mass m of the girder - mass load m_i system for double-slope SIN girders according to the Voigt-Kelvin material model

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.

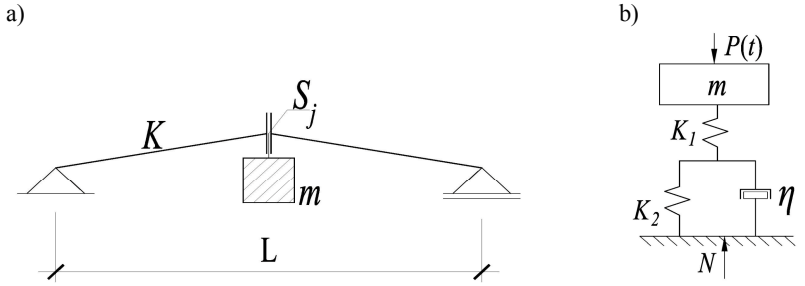


Fig. 7. Schema: a) double-slope girder; b) Standard material model

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):

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

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):

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

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):

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

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).

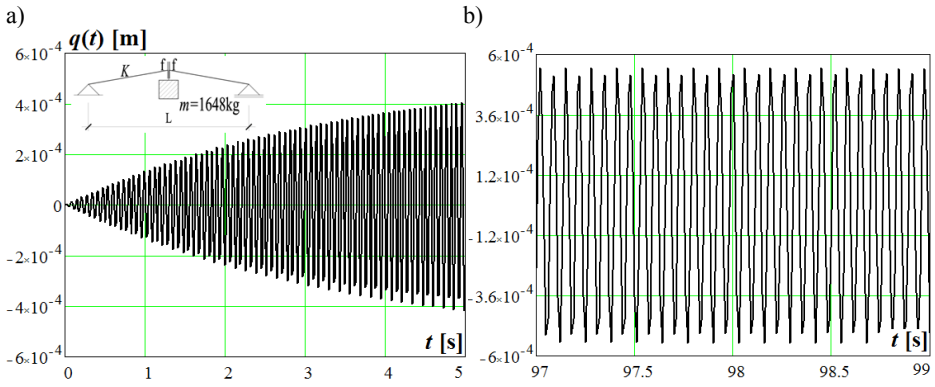


Fig. 8. Graphs of displacements of the concentrated mass m of the girder and mass load system in the initial stage and the steady state for BD-1 double-slope girder with the f-f joint.

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.

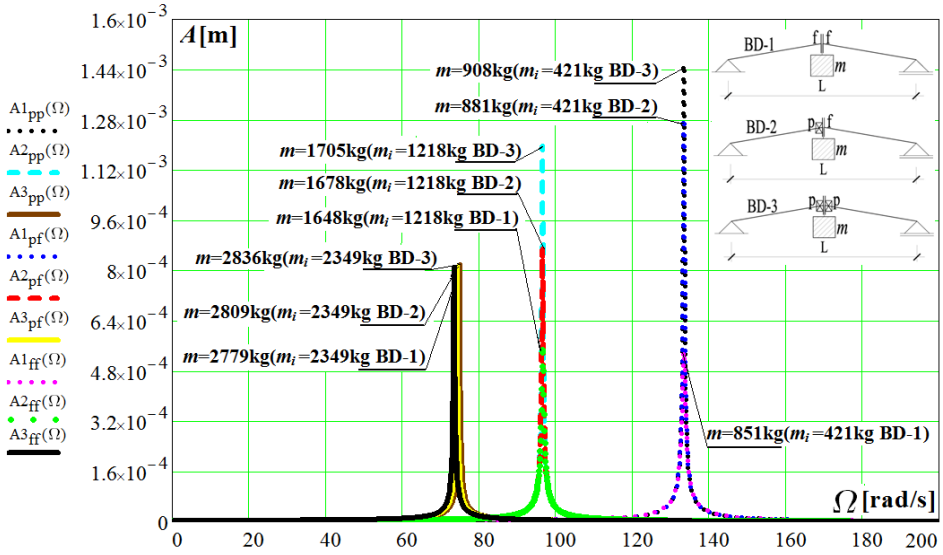


Fig. 9. Displacement amplitudes A_s of the concentrated mass m of the girder - mass load m_i system for double-slope girders according to the standard material model

Rys. 9. Amplitudy przemieszczeń A_V masy skupionej m układu obciążenia dźwigar + 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. Warszawa1998 (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. Wroclaw 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 PÓŁSZTYWNYM

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

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 środnikiem i półsztywnym węzłem w środku rozpiętości. Na podstawie doświadczalnych badań dynamicznych, trzech swobodnie podpartych belek dwuspadowych ze środnikiem 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 środnikiem 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

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (4/15), październik-grudzień 2015, s. 19-32

Anna BAZAN-KRZYWOSZAŃSKA[1]
Maria MRÓWCZYŃSKA[2]
Marta SKIBA[3]

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 identyfikowany. 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, pasaże, 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) "*rejony (...) 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, szyld (...)*[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 paralelne 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, finezyjnych, 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 swoistego stereotypu – modelu krajobrazu pozytywnego. Ponadto, jak pisze Wojciechowski na akceptację krajobrazu przez daną społeczność ma wpływ stopień „świadomości estetycznej" jej członków osiągany 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 (dziedziczy) dotychczasowy sposób jej użytkowania [14].

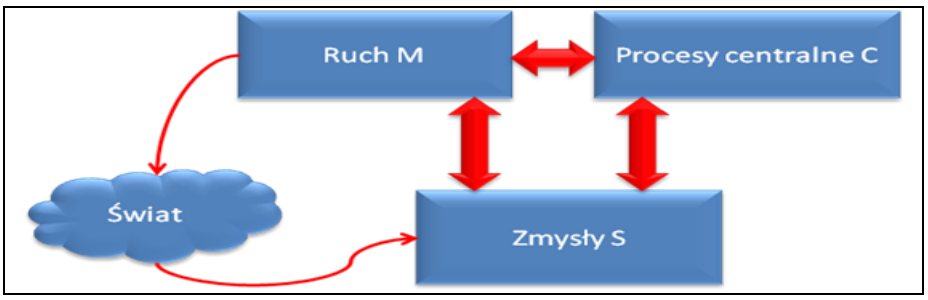
Większość badań w wielu kategoriach dyscyplinarnych m.in.: krajobrazie, geografii, leśnictwie, rekreacji, ochronie środowiska i zachowaniach behawioralnych i interdyscyplinarnych, dotyczy paradygmatu eksperta i paradygmatu psychofizycznego. Odzwierciedla to działalność wielu profesjonalistów, którzy 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 Ducha, 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, móżdżek) [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 Ducha [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 wyobrażeniowych 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^{o}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 zieleń 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.

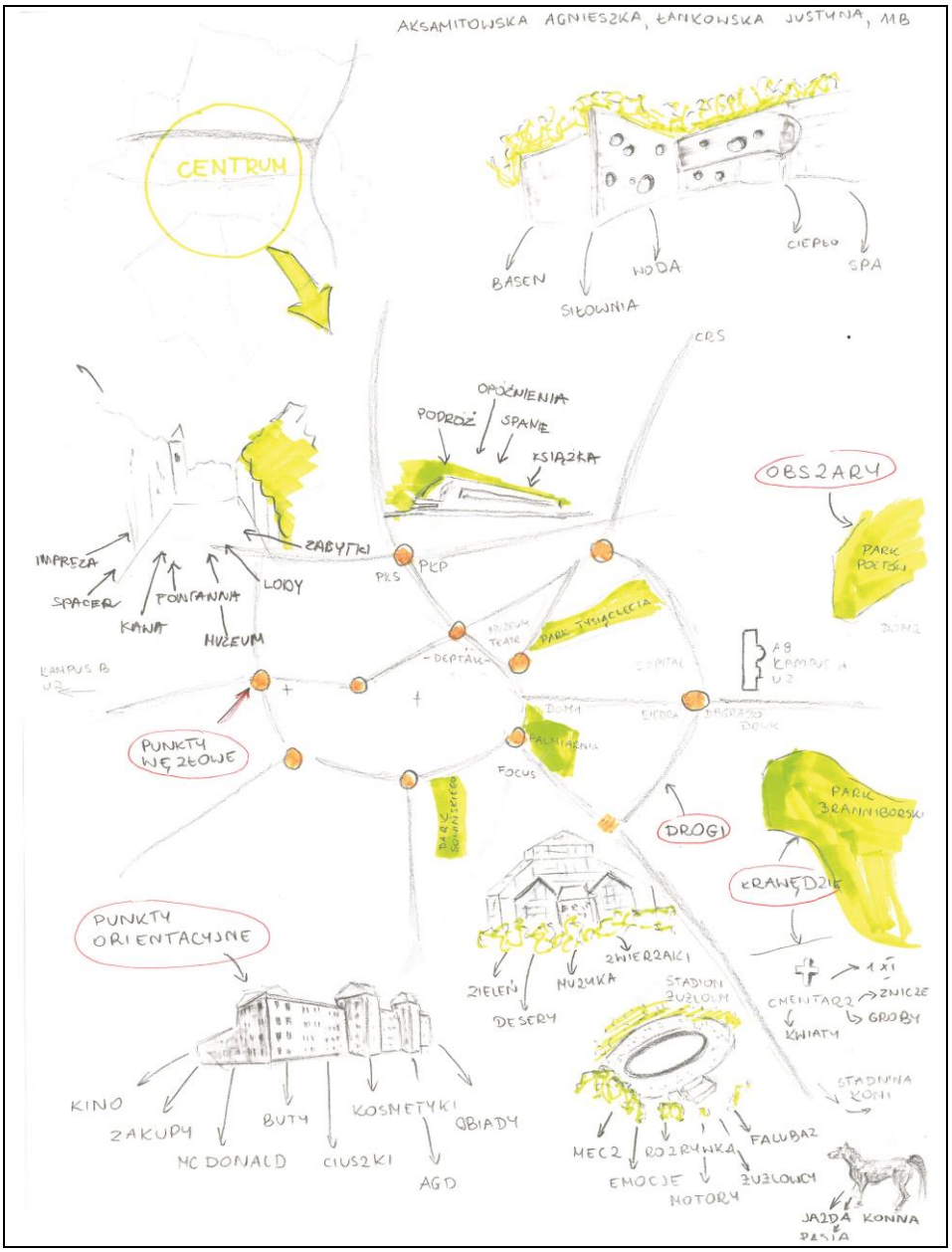
Współczesne miasta o tradycyjnym układzie w centrum, takim jak Zielona Góra, obrastają nowymi układami komunikacyjnymi, a w swoich strefach peryferyjnych nowymi strukturami przestrzennymi, związanymi z centrami handlowo-usługowymi, rekreacyjnymi, edukacyjnymi. Te nowe układy, najczęściej bezkształtne, 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 niezwykłe 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.

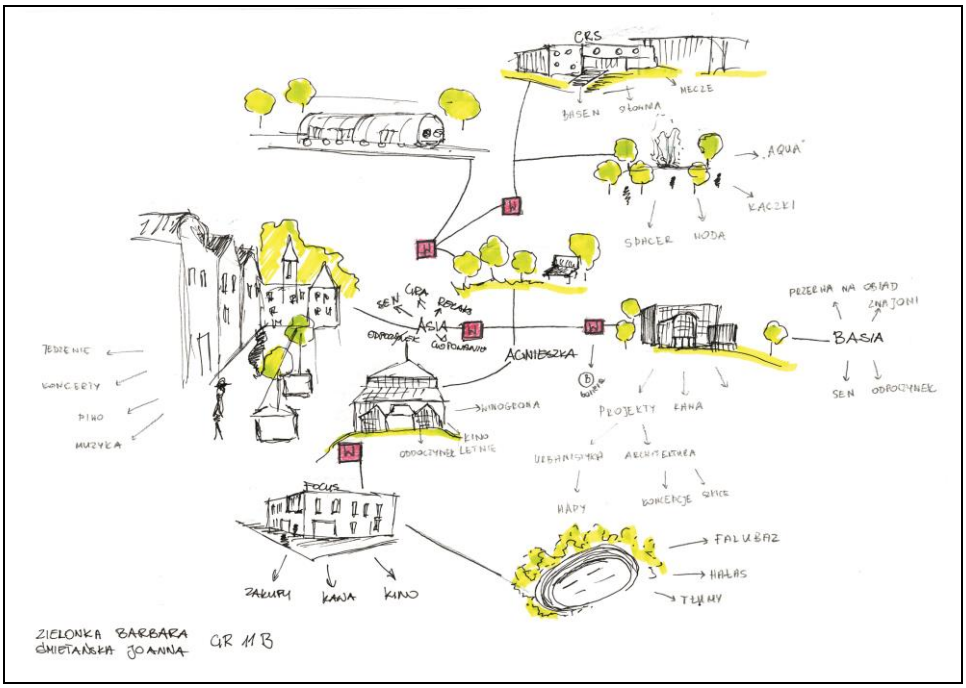
Społeczny sposób wytwarzania przestrzeni, uwzględniając „dialekt trwania", zakłada że przestrzeń to „*trwała pamięć społeczeństwa*". „*Wszelkie miasto ... jako napięta społeczność ze swoimi kryzysami, przerwami, katastrofami ... musi być umieszczone i rozumiane w kompleksie otaczających je wsi i archipelagów 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, wybieranego 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 przyczynkowych 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, Instutyt 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

S u m m a r y

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

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (4/15), październik-grudzień 2015, s. 33-42

Lidia BUDA-OŻÓG[1]

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 wykorzystanie 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

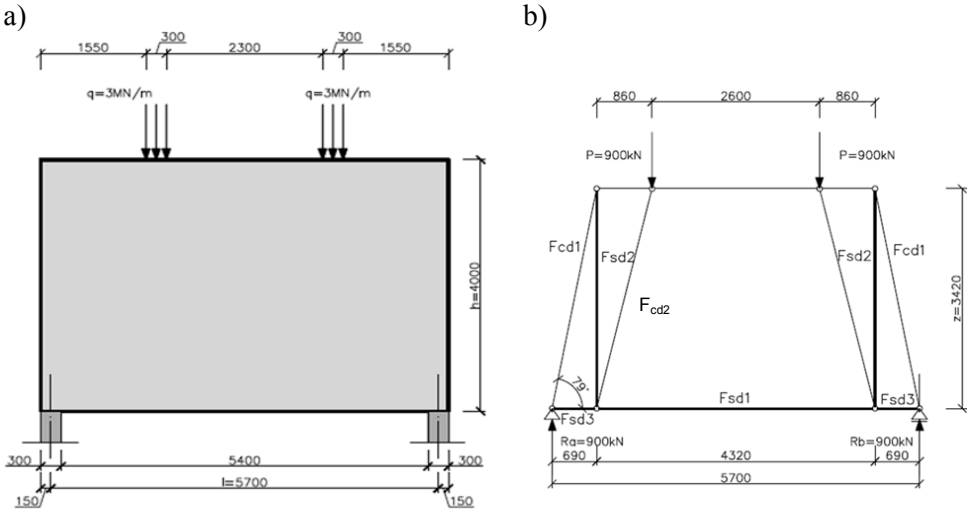
w obszarach dwuosiowego rozkładu naprężeń, to jest krótkich wspornikach, narożach ram, strefach przypodporowych belek czy tarczownicach.

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 wyodrębnione 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:

$$z \le 0{,}6 \cdot l = 0{,}6 \cdot 5{,}7 = 3{,}42\ m \tag{1}$$

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

$$A_{si} = \frac{F_{sdi}}{f_{yd}} \tag{2}$$

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:

$$\sigma_c = \frac{F_c}{a_i \cdot b} \le \sigma_{Rd,\max} \tag{3}$$

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

$$\sigma_{Rd,\max} = 0{,}6 \cdot \nu' \cdot f_{cd} = 0{,}6 \cdot 0{,}88 \cdot 21{,}4 = 11{,}3 MPa \tag{4}$$

$$\text{gdzie: } \nu' = 1 - \frac{f_{ck}}{250} = 1 - \frac{30}{250} = 0{,}88 \tag{5}$$

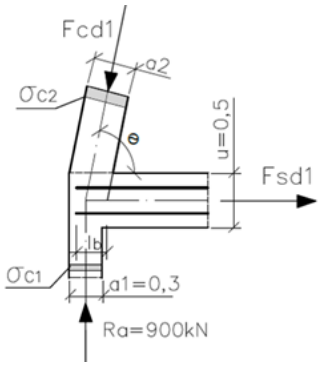
$$\sigma_{c2} = \frac{F_{cd,2}}{a_2 \cdot b} = \frac{918{,}134}{0{,}4 \cdot 0{,}3} = 7{,}6 MPa < \sigma_{Rd,\max} = 11{,}3 MPa \tag{6}$$

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

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

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

gdzie: h - wysokość całkowita



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

Przyjęto u = 0,5m

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

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

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

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

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

3. Model MES projektowanej tarczy

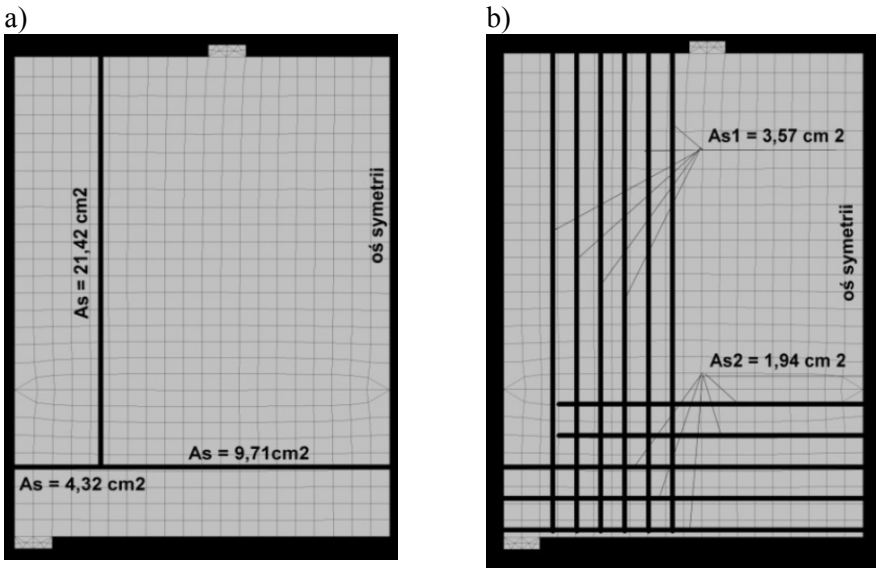
Analizę numeryczną tarczy ze zbrojeniem o powierzchni otrzymanej z obliczeniami przeprowadzonymi w rozdziale 2, wykonano w programie ATENA 2D. Na podstawie przyjętego modelu ST analizowano dwa przypadki ukształtowania zbrojenia, przedstawione na rysunku 3. W pierwszym przypadku (tarcza T1), przyjęto 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.

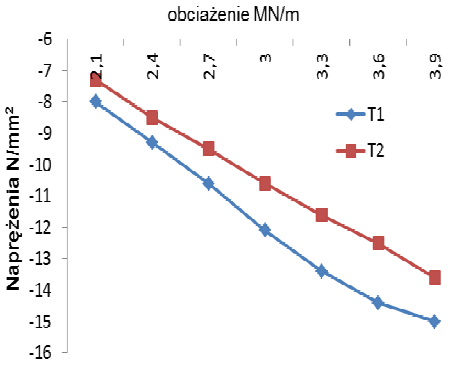
Parametry materiałowe stali i betonu w analizie numerycznej przyjęto analogicznie ja w rozdziale 2. Z uwagi na symetrię układu analizowano połowę tarczy.



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

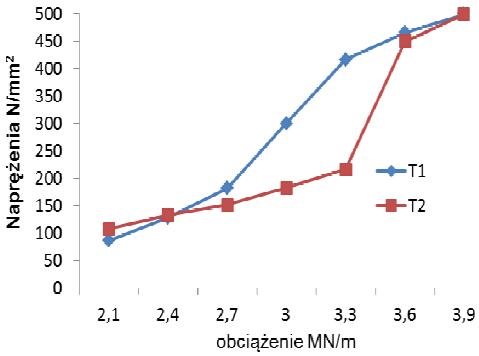
Fig. 3. The numerical model of the wall: a) T1 - the reinforcing bars concentrated, b) T2 – the reinforcing bars distributed

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

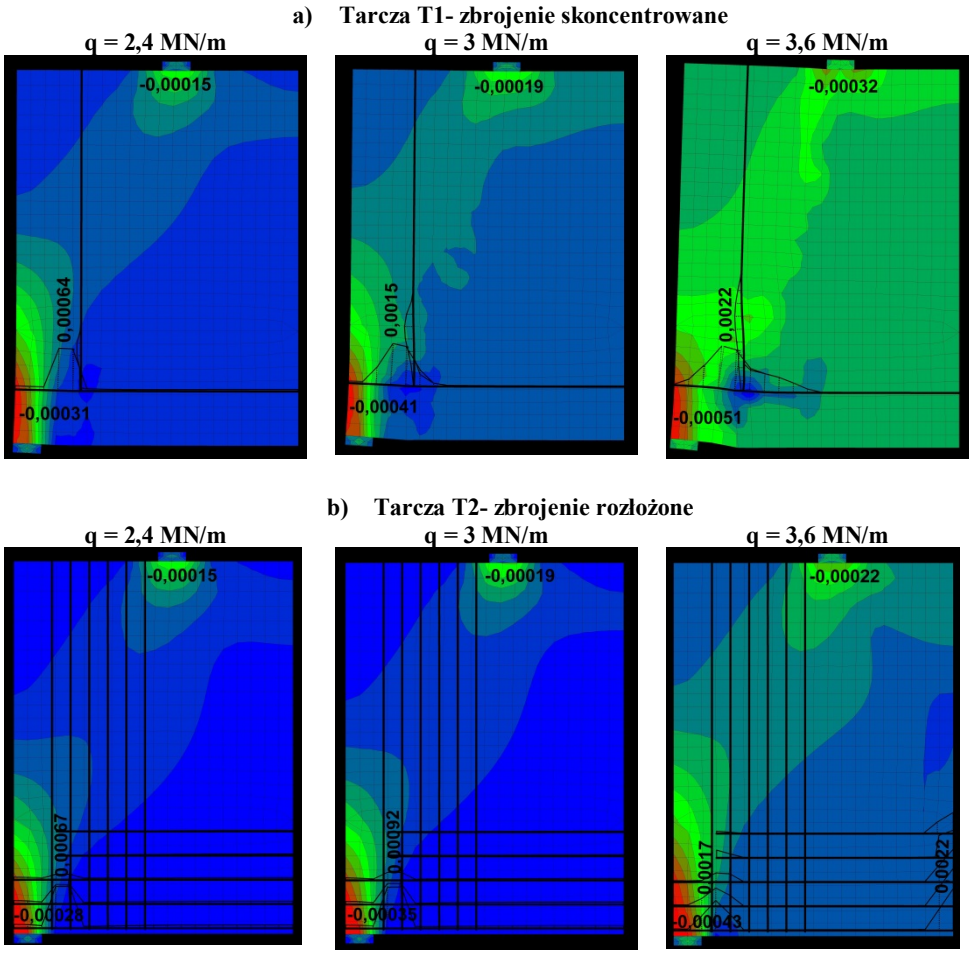
Fig. 4. The dependence of load – compressive stress in the concrete



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.



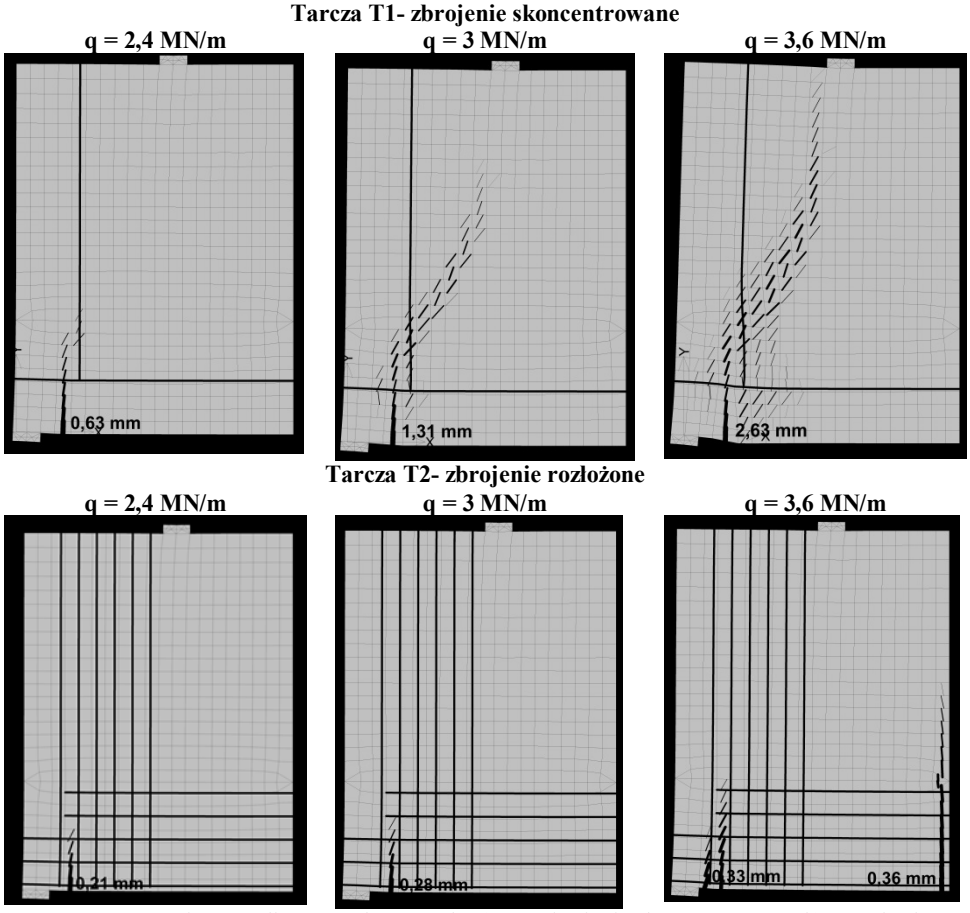
Rys. 6. Mapy odkształceń w betonie i stali w analizowanych tarczach: a) T1- zbrojenie skoncentrowane , b) T2- zbrojenie rozłożone

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 niszczącego tj. q < 3 MN/m. Zaobserwowane różnice w odkształceniach i naprężeniach nie są duże, o około 10 % mniejsze wartości występują przy zbrojeniu rozłożonym. Dla przyjętego obciążenia niszczącego q = 3 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 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 równomiernego 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 analizowanej tarczy. W przypadku zbrojenia skoncentrowanego zniszczenia nastąpiło na wskutek uplastycznienia stali w strefie przypodporowej, natomiast w tarczy ze zbrojeniem rozłożonym w wyniku osiągniecia przez stal wartości granicznych odkształceń przy uplastycznieniu w przęśle,
- zaobserwowane wartości w odkształceń i naprężeń dla obciążeń mniejszych od 3MN/m, są o około 10 % mniejsze dla zbrojenia rozłożonego. Dla obciążenia niszczącego w modelu ST (q = 3 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 zbrojeniu 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 , Warszawa 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

S u m m a r y

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 reinformcement, 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

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (4/15), październik-grudzień 2015, s. 43-53

Patryk DENIZIAK[1]
Elżbieta URBAŃSKA-GALEWSKA[2]
Wojciech MIGDA[3]

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-płytowy. 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.

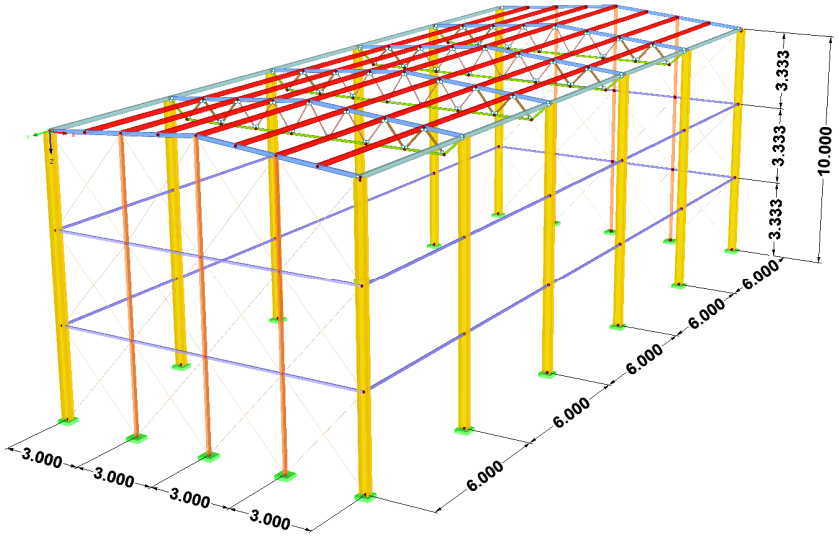
Jednakże ostatnio coraz to nowsze narzędzia projektowe w postaci zaawansowanych programów komputerowych umożliwiają przestrzenną analizę numeryczną omawianego typu konstrukcji, a co za tym idzie niezwykle efektywne projektowanie budynków o szkielecie stalowym.

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

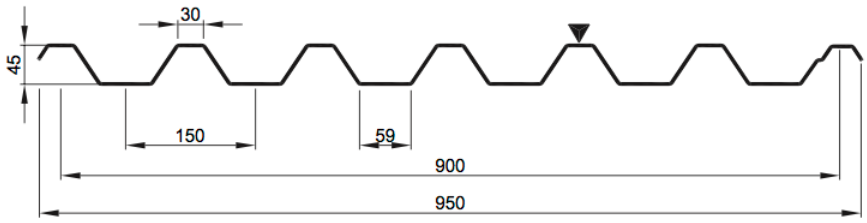
W programie RFEM firmy Dlubal utworzono przestrzenny model konstrukcji przedstawiony na rys. 1, składający się z ram pośrednich (z kratownicowymi ryglami) oraz ram skrajnych. W modelu tym przyjęto pełne utwierdzenie wszystkich słupów u podstawy i przegubowe podparcie dźwigarów kratownicowych. Pręty wykratowania przyjęto jako połączone przegubowo z uciąglonymi 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 cięgna, 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 kN/m2), dla schematu belki ciągłej, wieloprzęsłowej.



Rys. 1. Geometria konstrukcji nośnej analizowanej hali

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



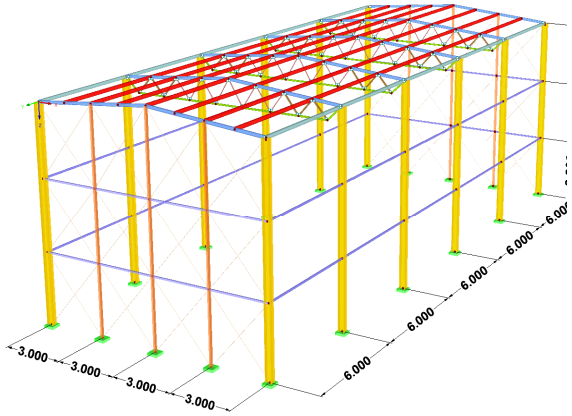
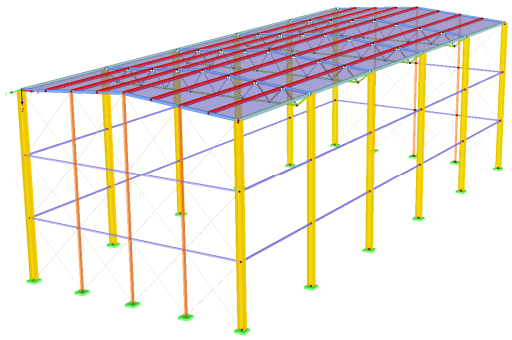
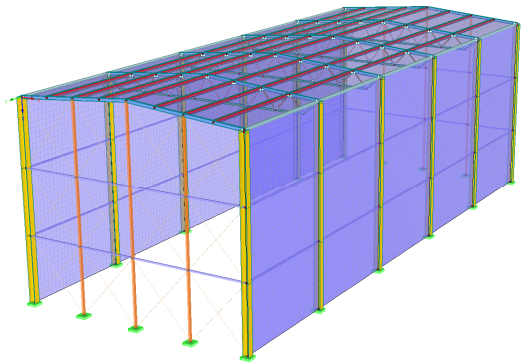
Rys. 2. Geometria przyjętej blachy trapezowej (grubość blachy 0,7 mm)

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

Do celów analizy parametrycznej opracowano trzy modele numeryczne:

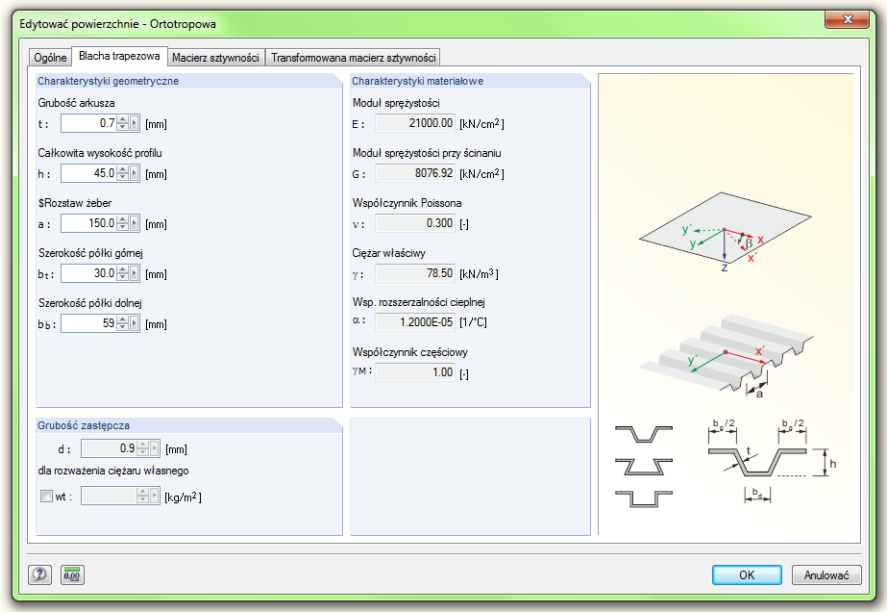
A. model prętowy, nie uwzgledniający współpracy poszycia z konstrukcją nośną dachu;
B. model prętowo-tarczowy uwzgledniający współpracę poszycia dachu;
C. model prętowo-tarczowy uwzgledniający współpracę zarówno poszycia dachu jak i obudowy ścian podłużnych.

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	
B prętowo-tarczowy	
C prętowo-tarczowy	

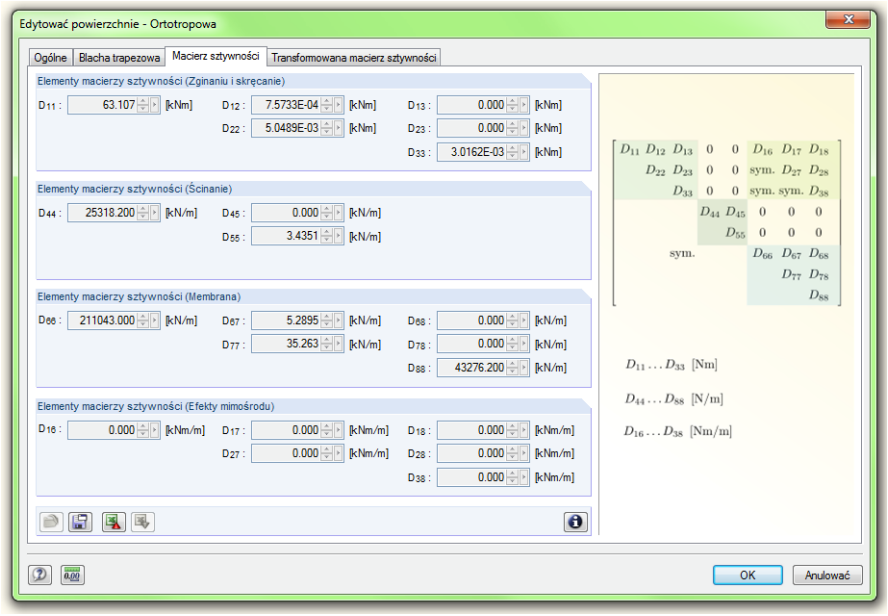
Rys. 3. Zestawienie analizowanych modeli obliczeniowych

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 miedzy 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

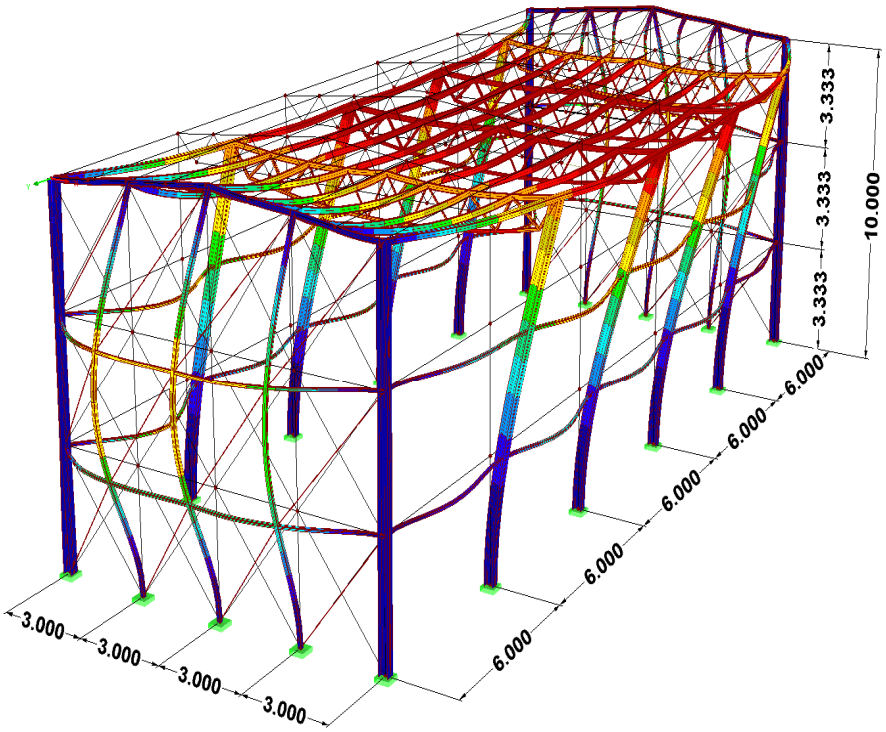
Table 1. Comparison of load cases and load combinations

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*G + 0,75*S1 + 0,9*W1
8	KO2	1,35*G + 0,75*S2 + 0,9*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 połaci 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 wariancie 1 (słupy z HEB 200, tarcza w połaci dachowej) i w wariancie 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 ϕ16	345
11	słupy	wariant 1 wariant 2	HEB200 HEB300	**7 358** **14 035**
SUMA		wariant 1 wariant 2		**19 469** **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

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (4/15), październik-grudzień 2015, s. 55-71

Kamil GASIŃSKI[1]

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.

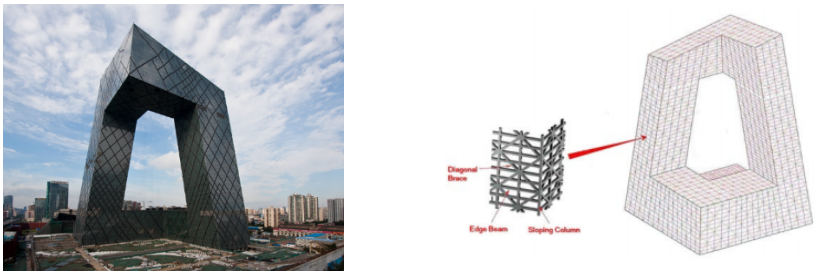
[1] Autor do korespondencji: Kamil Gasiński, Absolwent Politechniki Rzeszowskiej, kamil.gasinski@gmail.com

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.



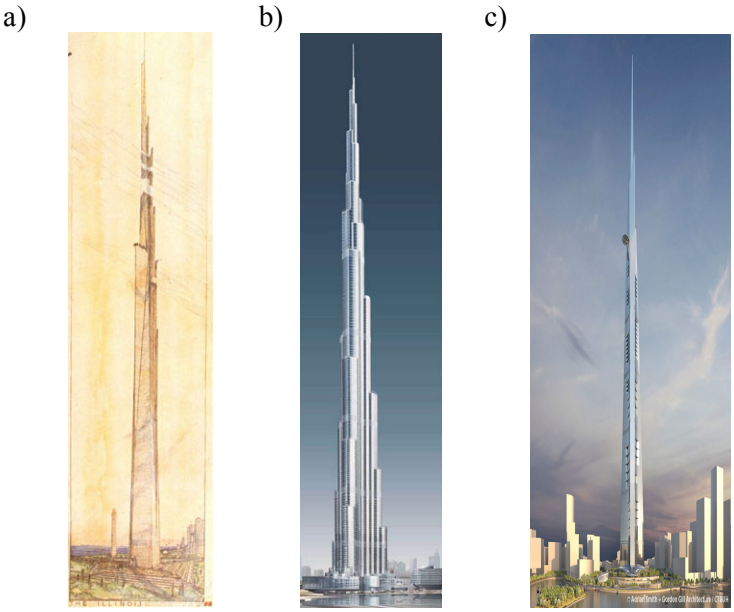
Rys. 1. Budynek China Central Television Tower w Pekinie wraz z układem konstrukcyjnym, [2]

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 ekonomi i ekologii, 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 far a Sustainable Urban Future", na której poruszono wiele zagadnień dotyczących energooszczędnego projektowania budynków wysokich. Przedstawiono szereg nowatorskich rozwiązań technologicznych oraz konstrukcyjnych [20].

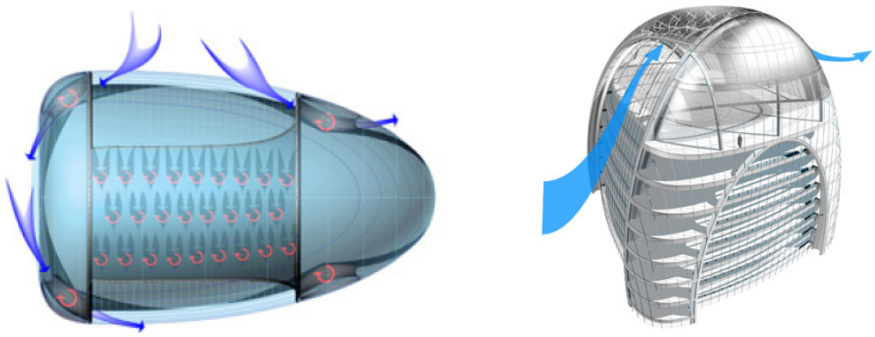
a) b)



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 prześwitach 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. Umiejscowienie 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 zawansowane technologicznie systemy grawitacyjnej filtracji wody opadowej, które umożliwiają jej powtórne wykorzystanie, np. do mycia szklanych elewacji.

a) b)



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]

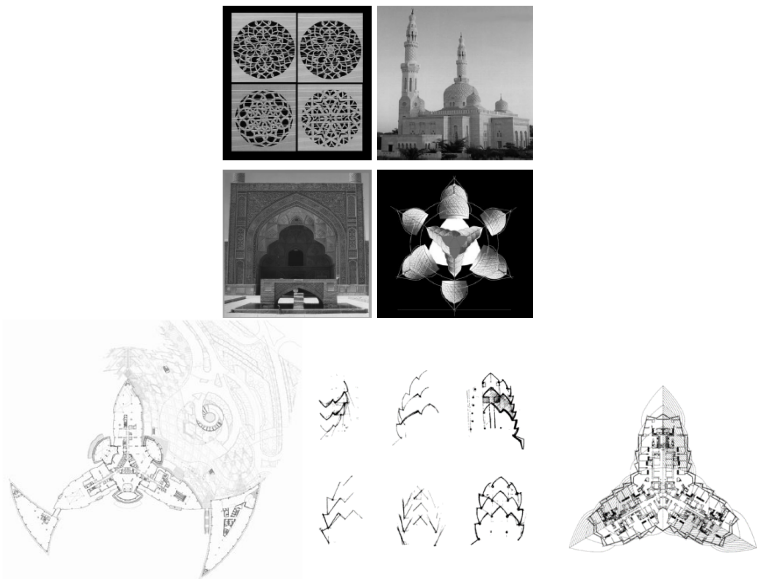
a) b)



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 architekturę

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].

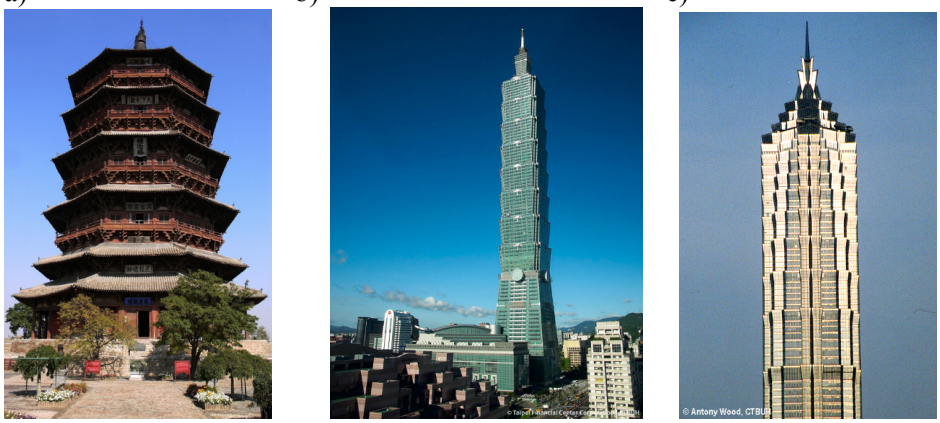


Rys. 7. Wpływ kultury i sztuki Bliskiego Wschodu na dobór przekroju budynku Burj Khalifa[14]
Fig. 7. Middle East cultural inspiration for cross-section of Burj Khalifa Tower [14]

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.

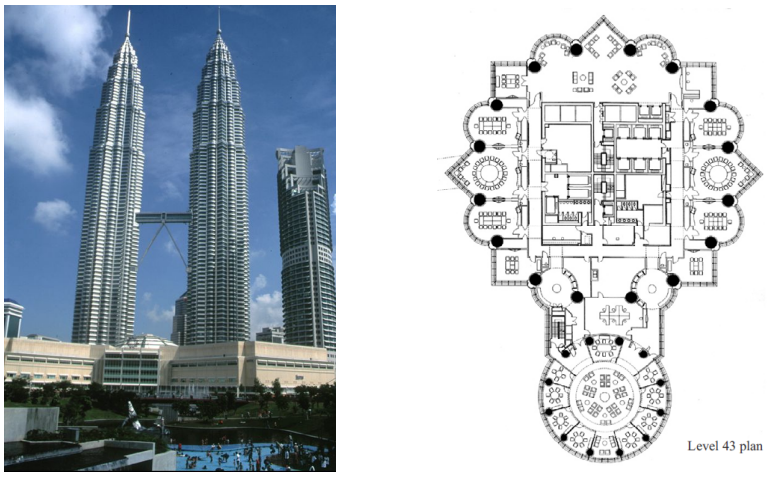
a) b) c)



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].

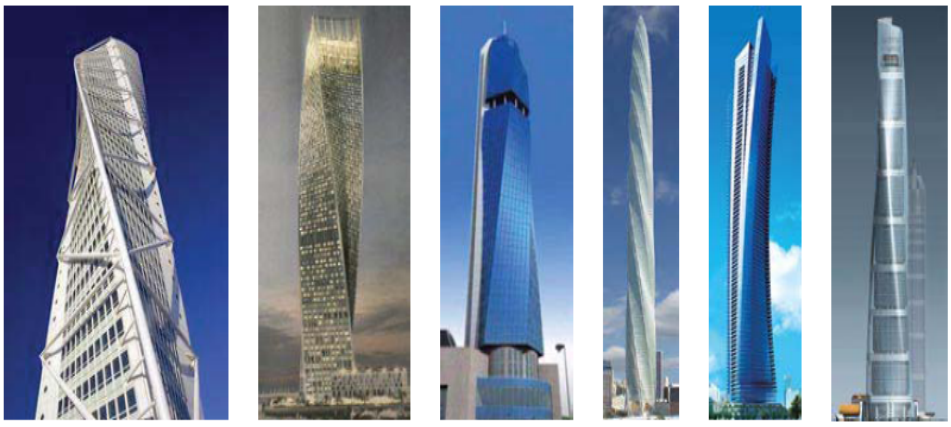
Extruders – budynki oparte na takim samym planie wielokątnej lub kołowej podstawy. Kształty budynków mogą składać się z prostych lub załamanych względem siebie form. Charakterystyczną cechą są przeplatające się wzajemnie struktury.

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]

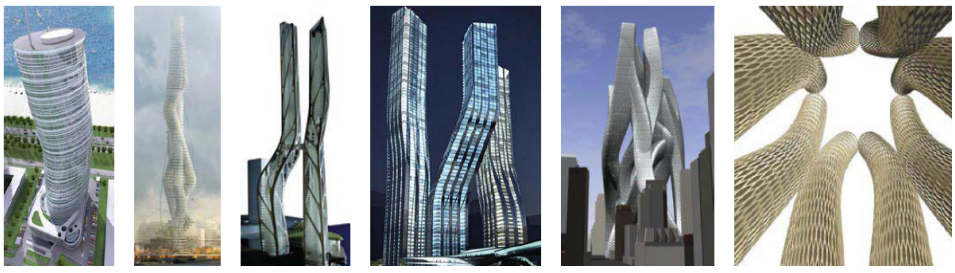
Free shapers - Wiele budynków kształtowanych jest także w sposób niepodlegający klasyfikacji, (np. rys. 13).



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

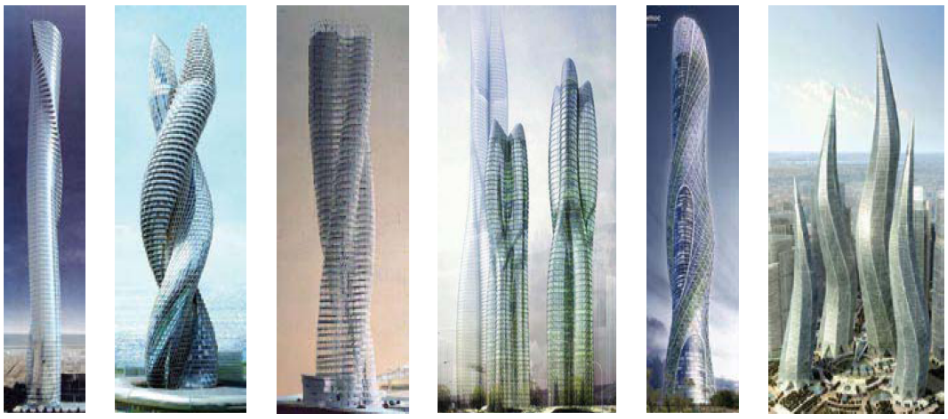
Fig. 13. From the left architectural presentation of Desert Tower Peru, Hydropolis Dubai, Penang Malaysia. [26]

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 skręcone formy burzące dotychczasowe myślenie o wznoszeniu wieżowców jako prostych brył. Na rysunkach poniżej przestawiono 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).



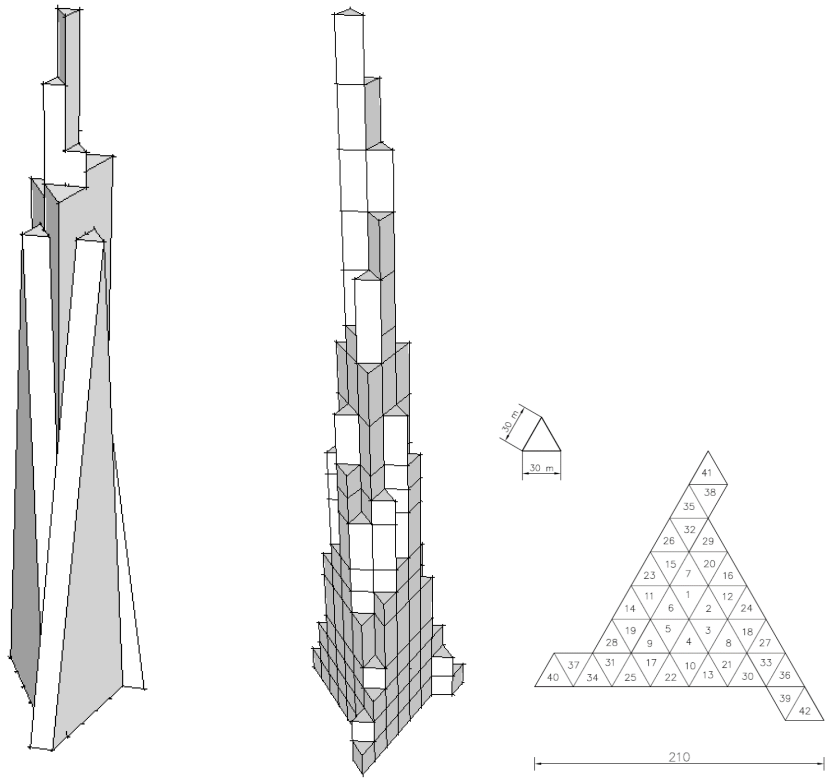
Rys. 16. Od lewej prezentacje konkursowe: Liquid Cristal Tower, Tower Of Life, Air Tube City. [3]

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.

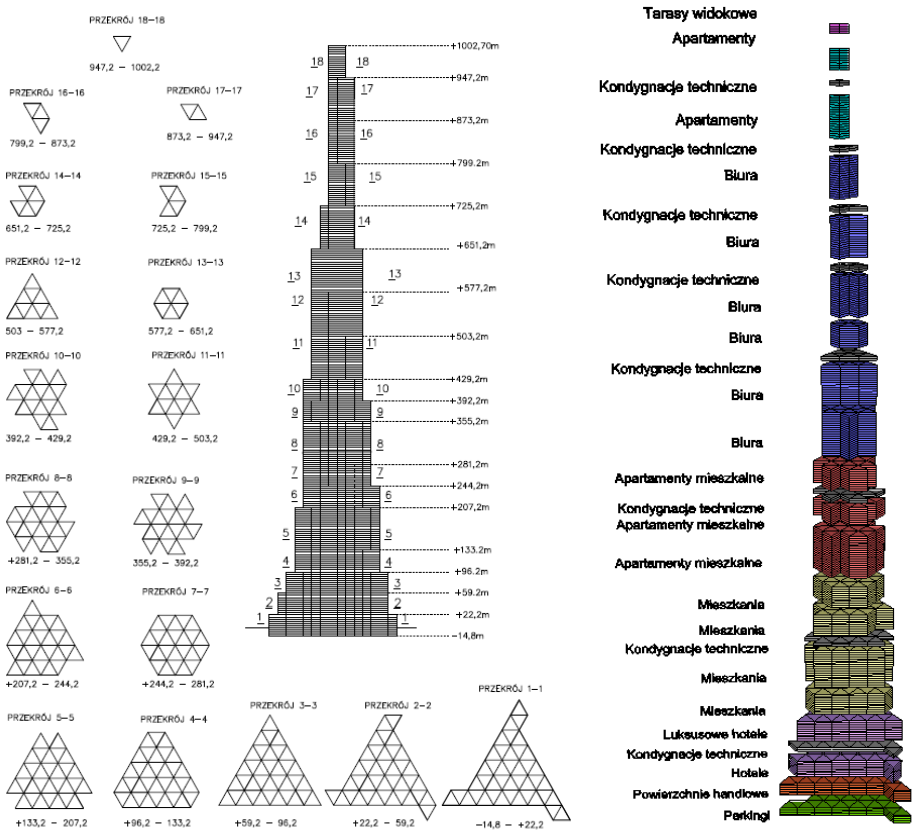
Koncepcja inspirowana była rozwiązaniami konstrukcyjnymi budynku Sears Tower w Chicago i Bank of China w Honkongu. Przekrój poprzeczny najniższej kondygnacji podzielono na 42 trójkątne moduły. Każdy moduł posiada kształt trójkąta równobocznego o długości boku 30 m (rys. 17). Podstawa została ukształtowana 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*", Jenseists der Granzen nachhaltiger Architectur, 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"*. Sympozjum Projektowanie koncepcyjne – kształtowanie konstrukcji konstrukcje z blach fałdowych konstrukcje cięgnowe, 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

S u m m a r y

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 inspirited 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

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (4/15), październik-grudzień 2015, s. 73-92

Marian GIŻEJOWSKI[1]
Radosław SZCZERBA[2]
Marcin GAJEWSKI[3]
Zbigniew STACHURA[4]

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 środnika 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.

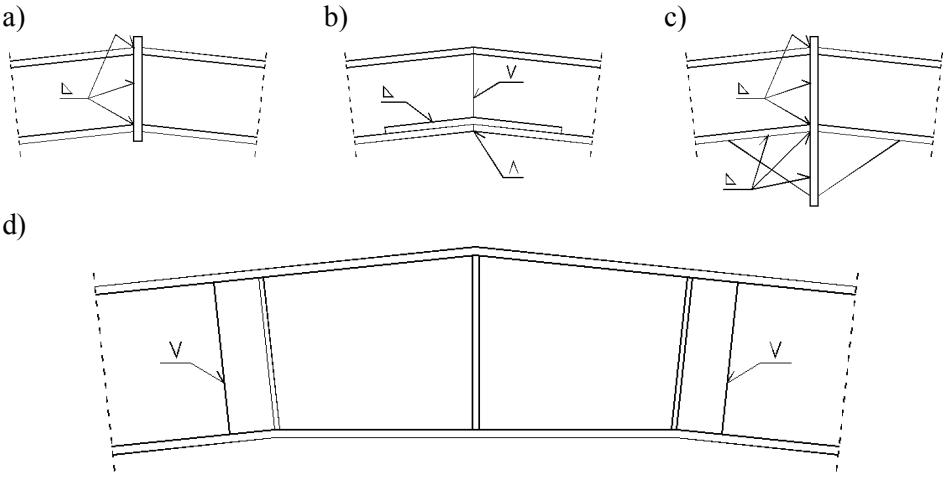
1. Wprowadzenie

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 użytkowalności. 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 środnika. Coraz częściej środniki 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 użebrowane. 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 środnika 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.

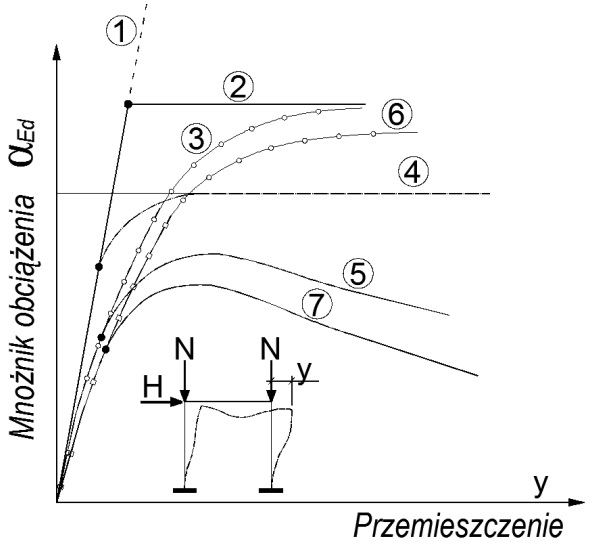
2. Metody weryfikacji nośności ram portalowych

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

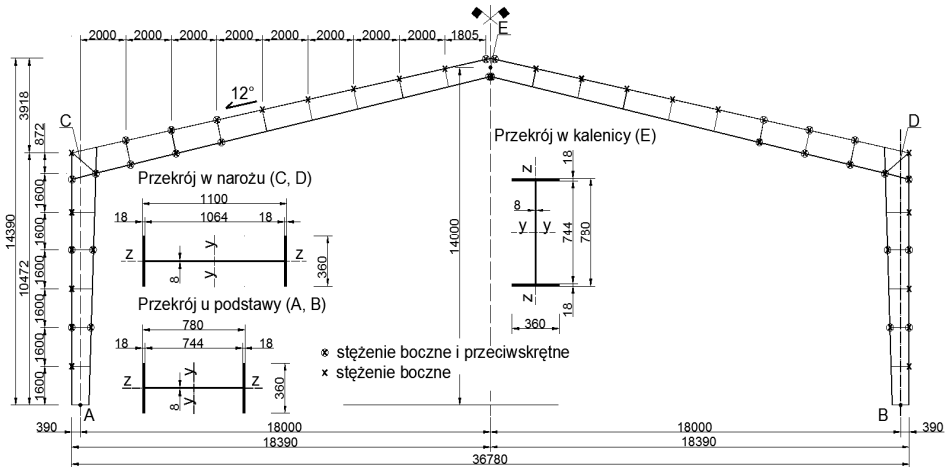
W projektowaniu konstrukcji stalowych należy w ogólności uwzględnić imperfekcje oraz efekty II rzędu, przy czym w Załączniku krajowym normy [8] podano, że w przypadku przechyłowych ram portalowych można stosować w obliczeniach statycznych analizę pierwszego rzędu bez imperfekcji. Weryfikacja nośności słupa bądź 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.

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 wykazanie, 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 węźle 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. Rozróżniono 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 $\gamma_{M1} = 1{,}0$ otrzymano [5]:

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

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

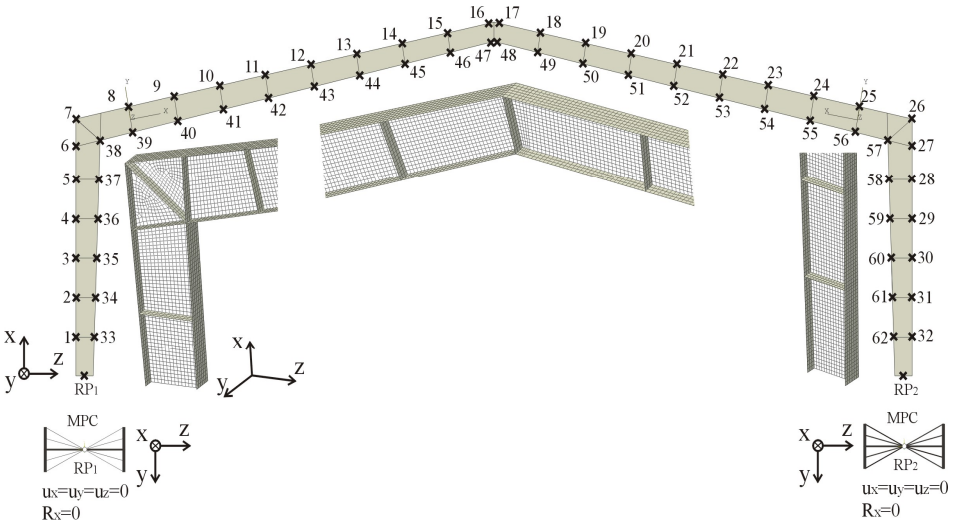
4. Powłokowy model numeryczny ramy

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 widełkowemu 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.

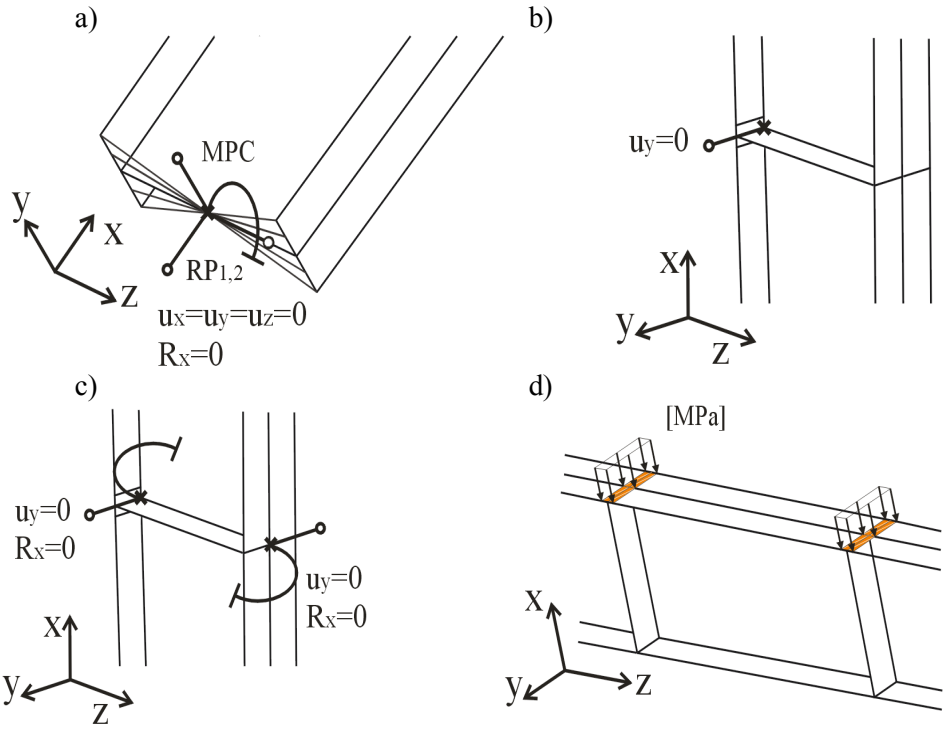
Warunki przemieszczeniowe realizujące dyskretne stężenia pośrednie zadano jako punktowe w miejscach połączenia środnika z pasami ramy. Boczne więzy $u_y = 0$ przyjęto w punktach od 1 do 32. Dodatkowe więzy obrotowe $R_x = 0$ założono w wybranych punktach od 1 do 32 oraz boczne $u_y = 0$ i obrotowe $R_x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



Rys. 4. Powłokowy model MES ramy portalowej wraz z zadanymi warunkami brzegowymi i orientacją w globalnym układzie współrzędnych. Stężenia boczne i przeciwskrętne 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 on the 100 mm wide strip)

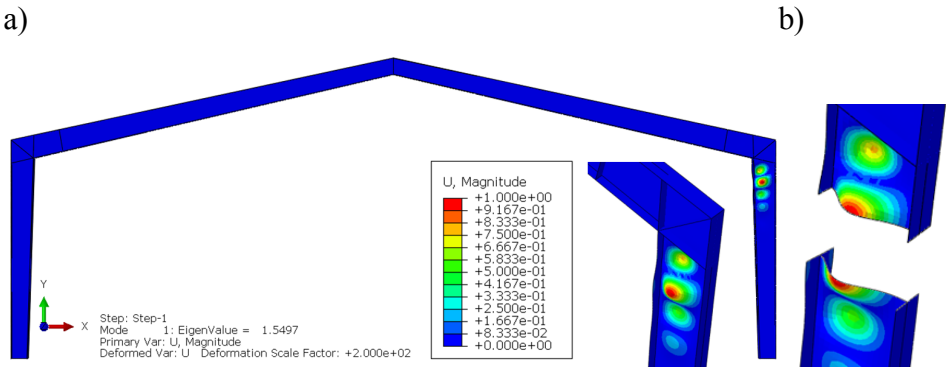
Tabela 2. Warianty rozmieszczenia żeber oraz dyskretnych stężeń bocznych i przeciwskrętnych
Table 2. Location options of transverse stiffeners and lateral and torsional braces

<table>
<tr><th rowspan="2">Wariant rozmieszczenia żeber i stężeń</th><th colspan="3">Obustronne żebra usztywniające</th><th colspan="2">Stężenia boczne</th><th colspan="2">Stężenia przeciwskrętne</th></tr>
<tr><th>Naroża ramy (C, D)</th><th>Środek rygla (E)</th><th>Pod każdym stężeniem przeciwskrętnym/ reakcją od obudowy</th><th>Słup</th><th>Rygiel</th><th>Słup</th><th>Rygiel</th></tr>
<tr><td>A</td><td rowspan="11">3 żebra</td><td rowspan="11">1 żebro</td><td>Tak/Nie</td><td rowspan="11" colspan="2">Pod każdym ryglem ściennym i płatwią od strony zewnętrznej i dodatkowo w miejscu stężeń przeciwskrętnych</td><td rowspan="2">Podstawa i przy narożu</td><td rowspan="2">Przy narożu i przy węźle środkowym rygla + pod pierwszą płatwią od naroża</td></tr>
<tr><td>A1</td><td>Tak/Tak</td></tr>
<tr><td>B</td><td>Tak/Nie</td><td rowspan="2">Podstawa i przy narożu + w połowie wysokości</td><td rowspan="2">Przy narożu i przy węźle środk. rygla + pod pierwszą płatwią od naroża</td></tr>
<tr><td>B1</td><td>Tak/Tak</td></tr>
<tr><td>C</td><td>Tak/Nie</td><td rowspan="2">Podstawa i przy narożu + co 1/3 wysokości</td><td rowspan="2">Przy narożu i przy węźle środkowym rygla + pod pierwszą i drugą płatwią od naroża</td></tr>
<tr><td>C1</td><td>Tak/Tak</td></tr>
<tr><td>D*)</td><td>Tak/Nie</td><td rowspan="2">Podstawa i przy narożu + co 1/3 wysokości</td><td rowspan="2">Przy narożu i przy węźle środkowym rygla + pod pierwszą, drugą i trzecią płatwią od naroża</td></tr>
<tr><td>D1</td><td>Tak/Tak</td></tr>
<tr><td>E</td><td>Tak/Tak</td><td>Pod każdym ryglem ściennym</td><td>Pod każdą płatwią</td></tr>
<tr><td colspan="8">*) Przypadek referencyjny ramy analizowanej w [5] na podstawie przyjęcia modelu prętowego, do którego odniesiono wyniki uzyskane w niniejszej pracy na podstawie przyjęcia modelu powłokowego.</td></tr>
</table>

5. Wyboczenie ramy w ujęciu LBA liniowej teorii stateczności

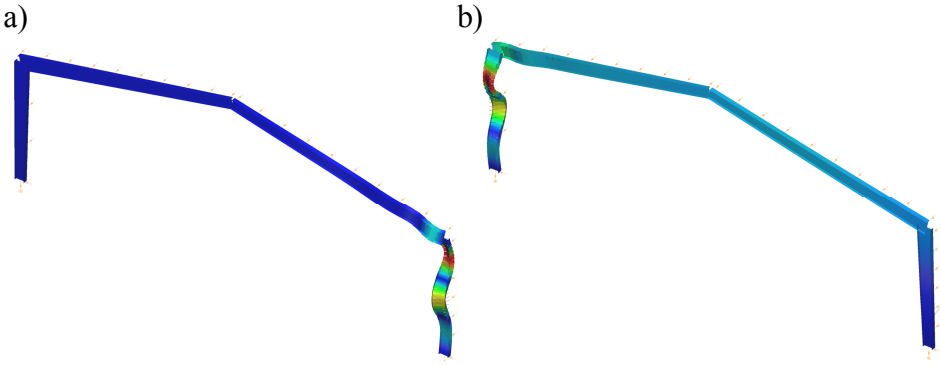
Przeprowadzono analizę wyboczeniową LBA w odniesieniu do wszystkich przypadków rozmieszczenia żeber oraz dyskretnych stężeń bocznych i przeciwskrętnych zestawionych w tab. 2 (przypadki A do E). W obliczeniach uwzględniono dwie kombinacje obciążeń w stanie granicznym nośności: KOMB 1 oraz KOMB 2. Jak 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 środnika prawego słupa w miejscu pod narożem, którym towarzyszy giętno-skrętna niestateczność dystorsyjna środnika 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 środnika. 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 środnik obciążono na krawędziach naprężeniami normalnymi uzyskanymi z liniowej statyki LA. W przypadku rozpatrzenia przegubowego połączenia środnika z pasami uzyskano mnożnik o wartości 0,92 (współczynnik stateczności $k_{min} = 23,9$), a w przypadku sztywnego zamocowania środnika 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 ($\alpha_{cr,2} = 14{,}8$)

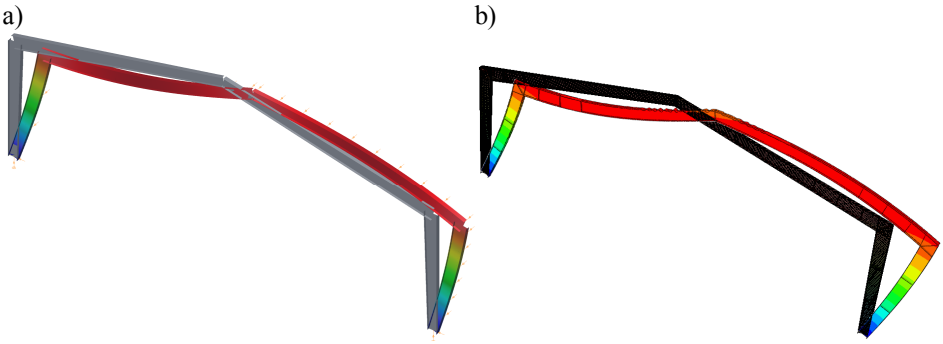
Fig. 7. Overall buckling modes of analyzed frame: a) first mode: non-sway buckling mode corresponding to lateral-torsional deformation of the right column ($\alpha_{cr,1} = 11{,}8$), b) second mode: non-sway buckling mode corresponding to lateral-torsional deformation of the left column ($\alpha_{cr,2}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

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 nieprzechyłowe 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 najmnijeszy postać nr 1362 ($\alpha_{cr,1362} = 16{,}5$, wg rys. 8b), która jest najbliższa globalnej formie uzyskanej z zastosowania teorii prętowej.

Sprzężenie 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.



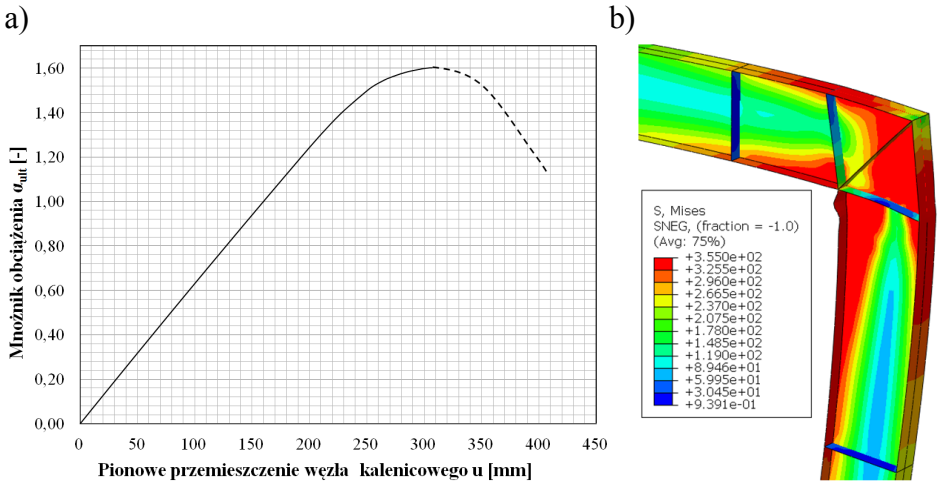
Rys. 8. Przechyłowe formy wyboczenia ramy (na tle układu nieodkształconego): a) giętna forma w ujęciu teorii prętowej, b) interakcyjna forma w ujęciu teorii powłokowej

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 uwzględnienieniem geometrycznej i metriałowej nieliniowości. Stan graniczny ramy identifikowano z punktem granicznym na ścieżce równowagi opisujacej 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 wytężeniem przekrojów poniżej granicy plastyczności, punkt graniczny wyznacza jednoznacznie stan naprężenia w przekrojach elementów ramy, a więc największego naprężenia zastępczego wg hipotezy Hubera-Misesa $\sigma_{e,H\text{-}M}$ w najbardziej wytężonym przekroju jego najbardziej wytężonego elementu, co daje $\alpha_{ult} = f_y/\sigma_{e,H\text{-}M}$. 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 dotyczacej wariantu D i kombinacji KOMB1, zarówno ścieżkę równowagi

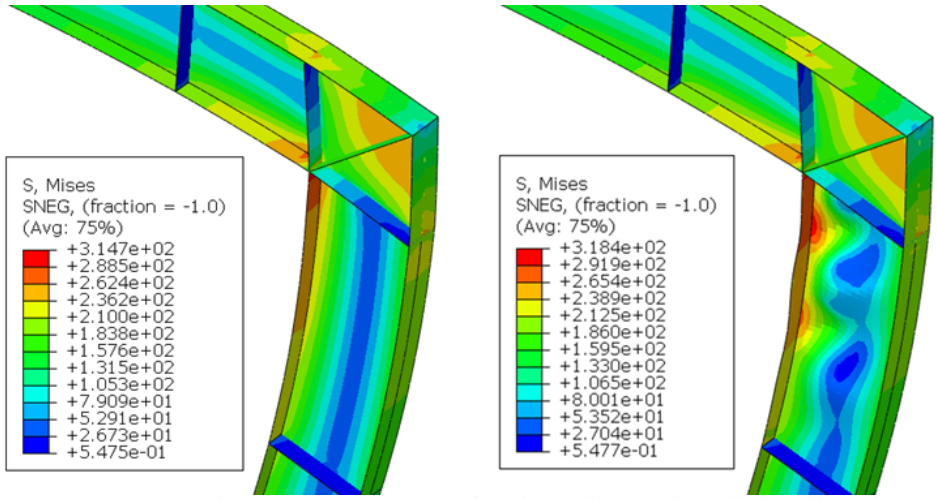
ramy jak i mapę naprężeń w obszarze największego wytężenia jej przekrojów. W przypadku identyfikowania mnożnika obciążenia granicznego z punktem granicznym na ścieżce równowagi (gdy dopuszcza się uplastycznienie więcej niż jednego elementu ramy), uzyskano wartość tego mnożnika $\alpha_{ult} = 1{,}60$.



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

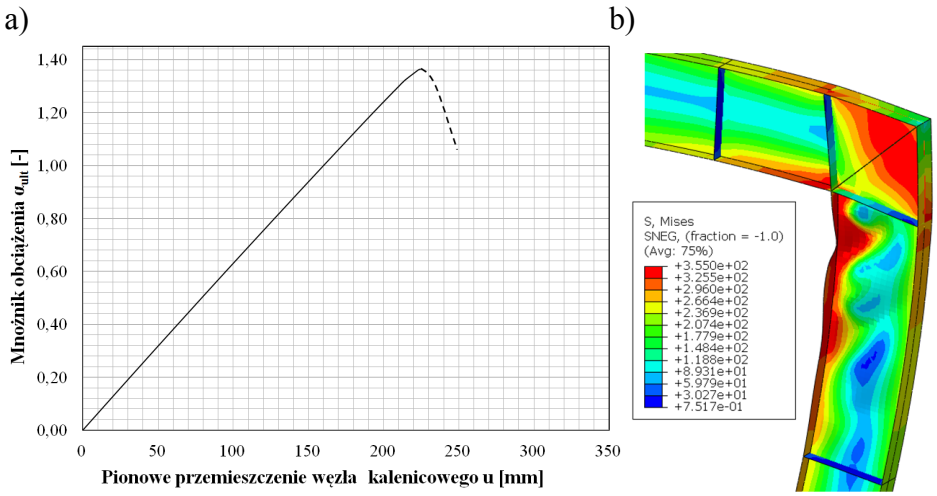
Fig. 9. Results of GMNA: a) load-deformation-curve, b) Huber-Mises stresses at limit point of loading path (deformation scale factor = 10)

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 wybrzuszenia smukłego środnika prawego słupa ramy (por. rys. 6). Parametr skalujący odniesiono do wartości $e_0 = 1/200a$, gdzie a – mniejszy z wymiarów panelu środnika w miejscu wybrzuszenia, tj. około 1060 mm / 200 = 5,3 mm, gdzie 1060 mm to wysokość środnika. 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 wytężeniem 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 warstwicowa 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 warstwicowa 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 wytężenia jej przekrojów. W przypadku identyfikowania mnożnika obciążenia granicznego z punktem granicznym na

ścieżce równowagi (gdy dopuszcza się uplastycznienie więcej niż jednego elementu ramy), uzysykano 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 załacznikiem B normy [9], wartość amplitudy imperfekcji form lokalno-globalnych wynosi, po przyjęciu $\gamma_{M1} = 1{,}0$:

$$e_0 = \alpha_p \left(\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_{p0}\right)\frac{t}{6}\frac{1-\frac{\rho\bar{\lambda}_p}{\gamma_{M1}}}{1-\rho\bar{\lambda}_p} = \alpha_p \left(\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_{p0}\right)\frac{t}{6},$$

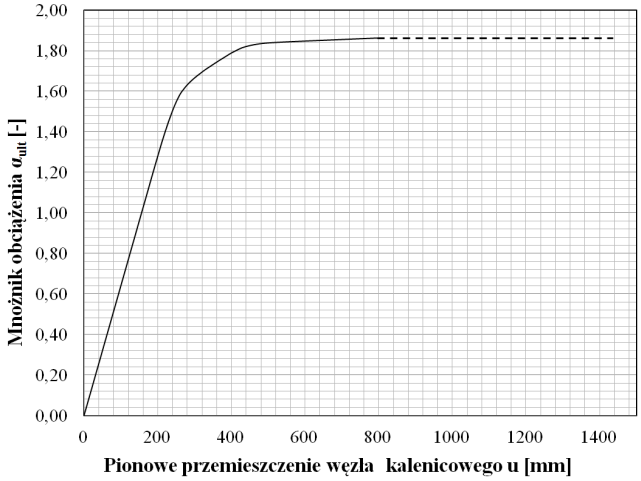
gdzie względną smukłość $\bar{\lambda}_p$ oblicza się jak niżej:

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

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 wyboczeniowej *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 wyboczeniowej LBA. Uwzględniając kombinację KOMB1 otrzymano:

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

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 środnika słupa prawego w miejscu pod narożem) nie zwiększa istotnie wytężenia 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] Rykaluk 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

S u m m a r y

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

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (4/15), październik-grudzień 2015, s. 93-106

Agnieszka GŁUSZKO[1]
Lucjan ŚLĘCZKA[2]

WERYFIKACJA STATECZNOŚCI ELEMENTÓW ŚCISKANYCH ZA POMOCĄ ANALIZY ZAAWANSOWANEJ

Współczesne normy projektowania umożliwiają sprawdzanie nośności pojedynczych elementów poddanych ściskaniu w różny sposób. Klasyczne podejście to indywidualne sprawdzenie stateczności, przyjmując odpowiednie długości wyboczeniowe ustalone 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 ramy portalowej przeprowadzone tymi metodami. Rozpatrywane w referacie elementy zostały zróżnicowane pod względem warunków podparcia, smukłości oraz rodzaju przekroju poprzecznego prętów. W przypadku ramy 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 ściskaniu, 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 wyboczeniowe ustalone dla globalnej postaci wyboczenia. 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.

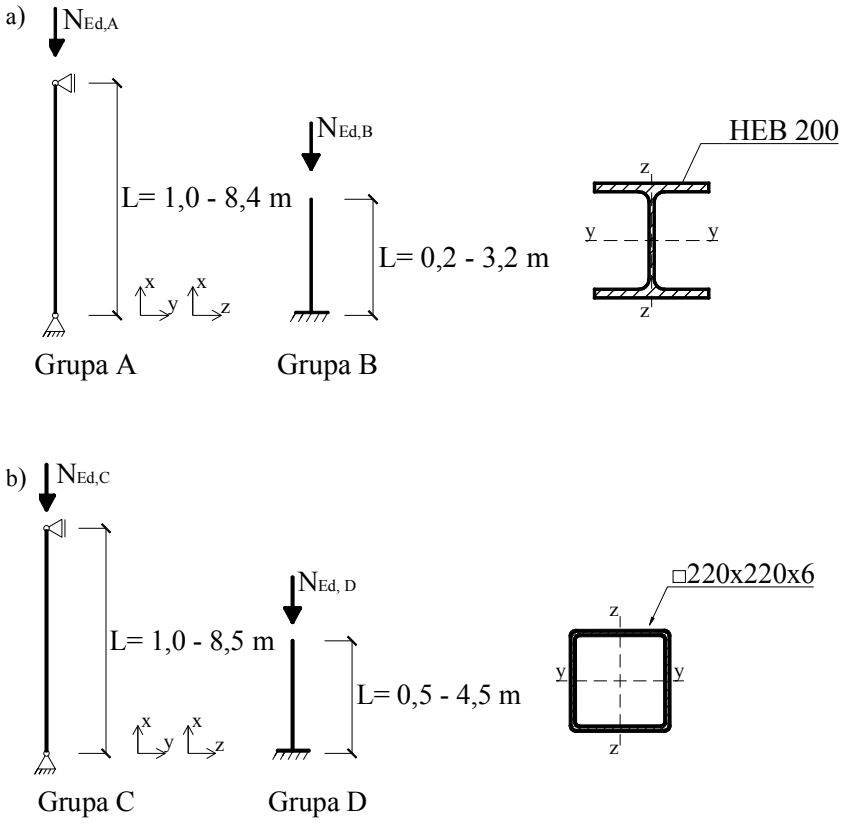
W pracy przedstawiono porównanie oceny stateczności elementów przeprowadzone przy użyciu powyższych metod. Rozpatrywane w referacie elementy zostały zróżnicowane pod względem warunków podparcia, smukłości oraz typu przekroju poprzecznego prętów. Oprócz analizy prętów pojedynczych o stosunkowo prostych 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 □220x220x6 (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]	$\overline{\lambda_y}$	$\overline{\lambda_z}$	L [m]	$\overline{\lambda_y}$	$\overline{\lambda_z}$
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]	$\overline{\lambda}$	L [m]	$\overline{\lambda}$
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:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1{,}0 \tag{1}$$

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

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:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1{,}0 \tag{3}$$

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

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

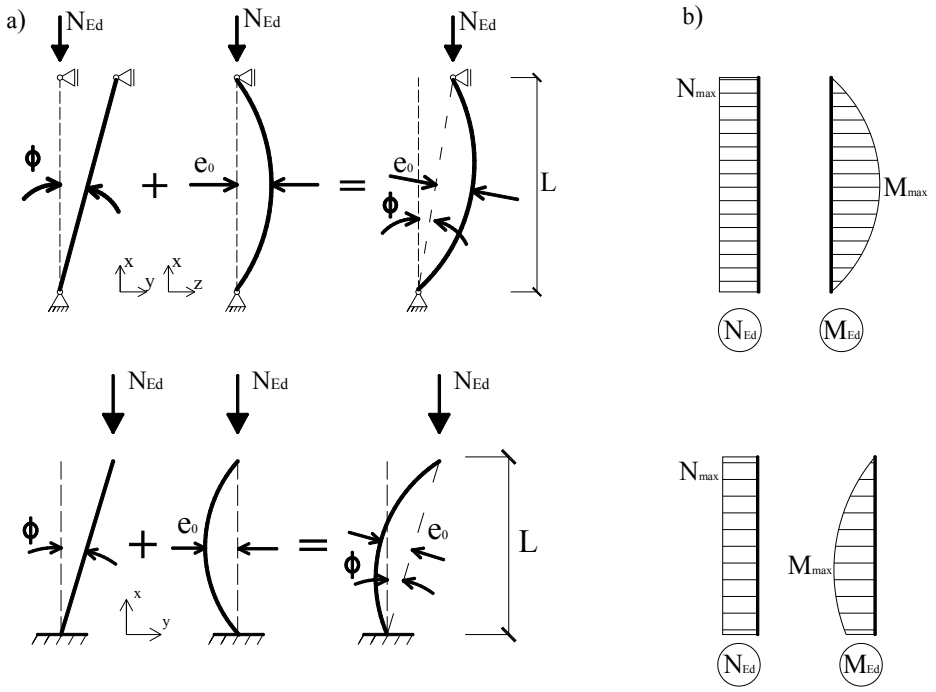
b) $e_0 = \frac{L}{200}$, grupa A i B, wyboczenie względem osi z-z, (krzywa wyboczenia „c")

c) $e_0 = \frac{L}{300}$, 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).

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \le 1{,}0 \tag{5}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{N,Rd}} \le 1{,}0 \tag{6}$$

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:

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

Natomiast nośność przekroju przy zginaniu z siłą podłużną wyliczano z zależności uwzględniających płaszczyznę zginania i rodzaj kształtownika.
W przypadku dwuteowników walcowanych:

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

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

$$a = (A - 2b \cdot t_f)/A \le 0{,}5 \tag{10}$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \tag{11}$$

W przypadku kształtowników rurowych prostokątnych:

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

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

$$a_w = (A - 2b \cdot t)/A \le 0{,}5 \tag{14}$$

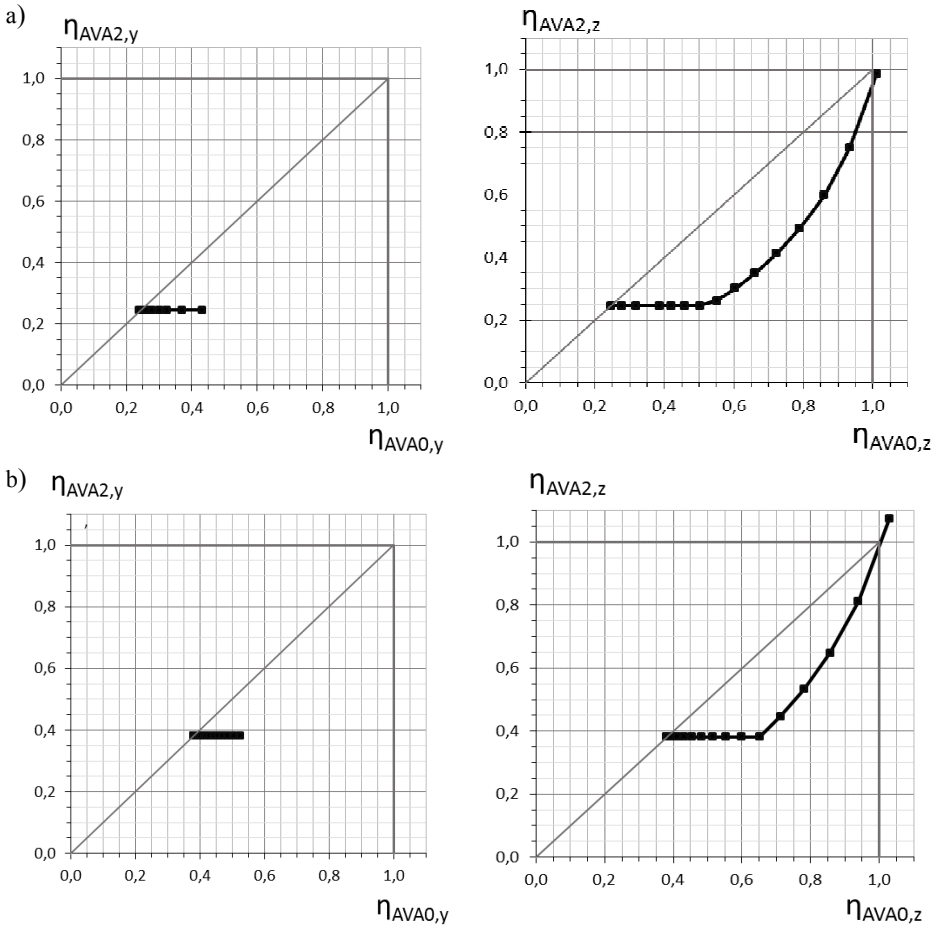
$$a_f = (A - 2h \cdot t)/A \le 0{,}5 \tag{15}$$

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.

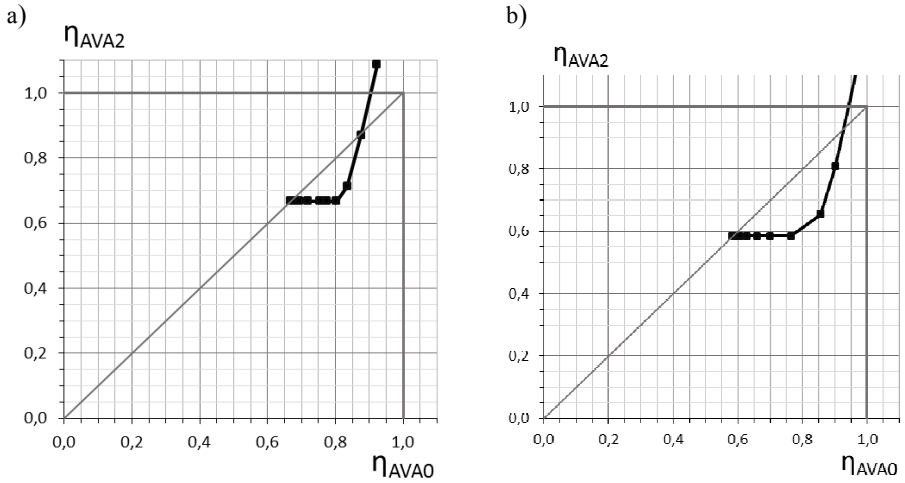


Rys. 3. Porównanie otrzymanych wyników: a) grupa A, b) grupa B (opis w tekście)

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

W przypadku, gdy rezultaty osiągane 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 $\overline{\lambda}$=1,09 (grupa A), $\overline{\lambda}$=0,92 (grupa B), $\overline{\lambda}$=0,73 (grupa C), $\overline{\lambda}$=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).

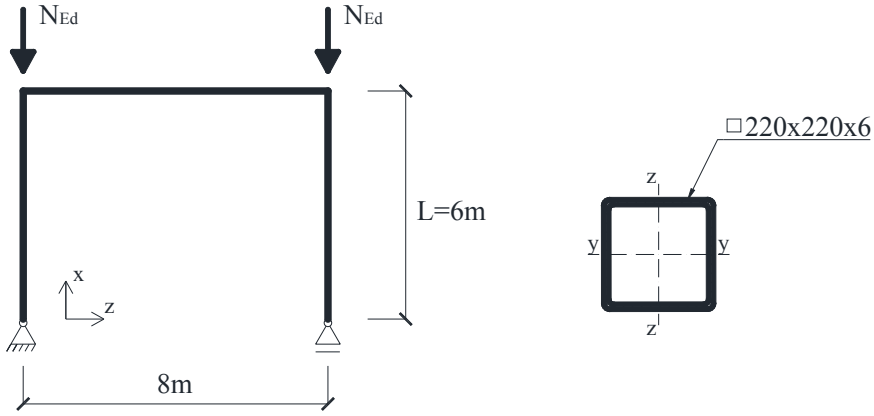
Niemal całkowitą zgodność obu podejść otrzymano w przypadku prętów dwuteowych, przy osiągnięciu przez nich około 100% obliczeniowej nośności krytycznej. Przy mniejszym poziomie wytężenia, podejście obliczeniowe AVA2 dawało niższe rezultaty, nawet do 35%.

W przypadku prętów wykonanych z rur kwadratowych zgodność uzyskanych rezultatów przy 100% poziomie obliczeniowego wytężenia była mniejsza. Przy tym wytężeniu 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 □220x220x6 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÷340 kN.



Rys. 5. Schemat statyczny analizowanej ramy portalowej

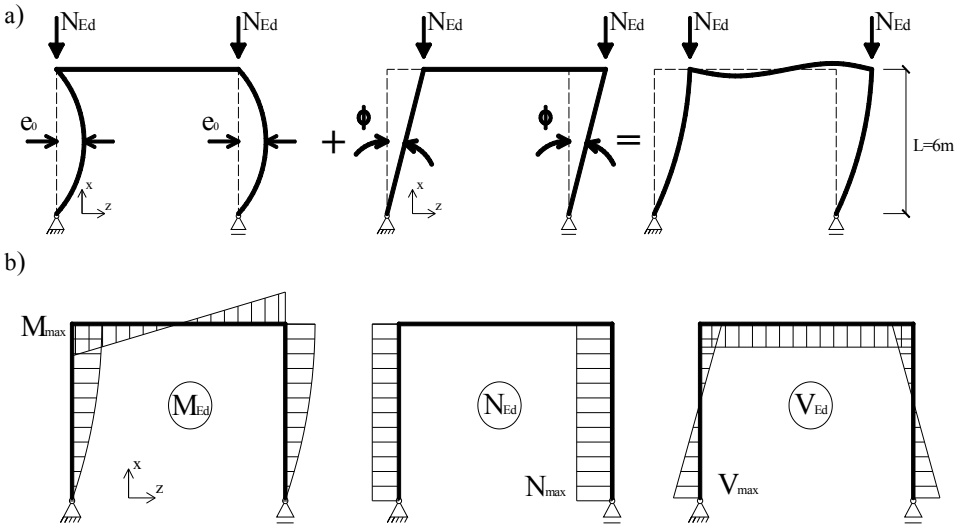
Fig. 5. Static scheme of analysed portal frame

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 $\phi=3{,}5\cdot10^{-3}$ rad, natomiast wstępna strzałka wygięcia imperfekcji lokalnej słupów e_0=L/300=20 mm. Weryfikacja nośności miała charakter opisany w punkcie 2.2.



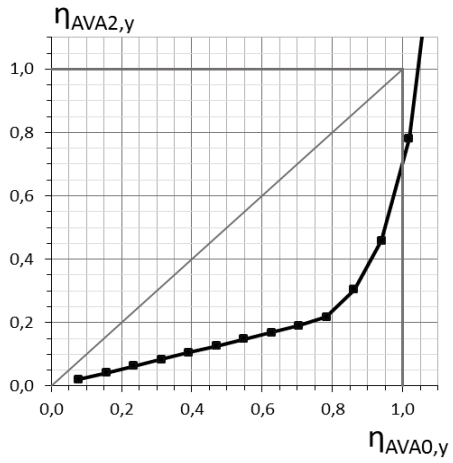
Rys. 6. Analiza II rzędu ramy; a) imperfekcje globalne i lokalne b) wykresy sił wewnętrznych
Fig. 6. The second-order analysis; a) global and local imperfections, b) internal forces diagram

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 niedużym poziomie wytężenia słupa (siłą obciążająca słup z przedziału N_{Ed}=25÷250 kN) i warunek nośności przekroju na zginanie z uwzględnieniem siły podłużnej, dla sił o większych wartościach.

Przy zbliżaniu się do największego obliczeniowego wytężenia, podejście AVA2 dawało rezultaty szacowania nośności niższe o ok. 20% w stosunku do AVA0. Istotna różnica w otrzymywanych wytężeniach 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 wytężenia pojedynczych prętów i układu ramowego uzyskane odmiennymi podejściami obliczeniowymi. Przy stosunkowo niewielkich poziomach wytężenia występują znaczne różnice pomiędzy rezultatami osiąganymi za pomocą tych dwu odmiennych podejść. Przy poziomach wytężenia 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

S u m m a r y

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

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (4/15), październik-grudzień 2015, s. 107-118

Miron GOGOL[1]

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 politekhnika», 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 it's 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 Rc=5/8ql, but support sagging will be Δc=0. If insert not rigid but elastic support such, that Mc= 0, then the other two extremes in *Mx* 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 odder to receive equal extreme of M_x diagram (fig. 1), it as 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 $ql^2/48$.

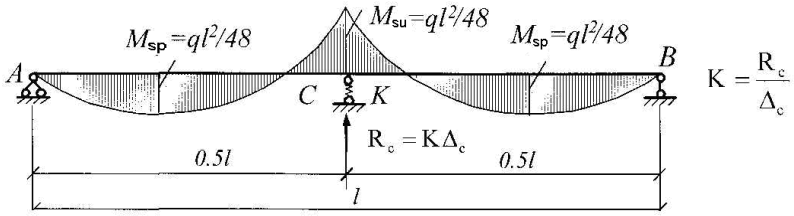


Fig.1. Equal extreme diagram of bending moments in the beam, with SDS regulation

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.

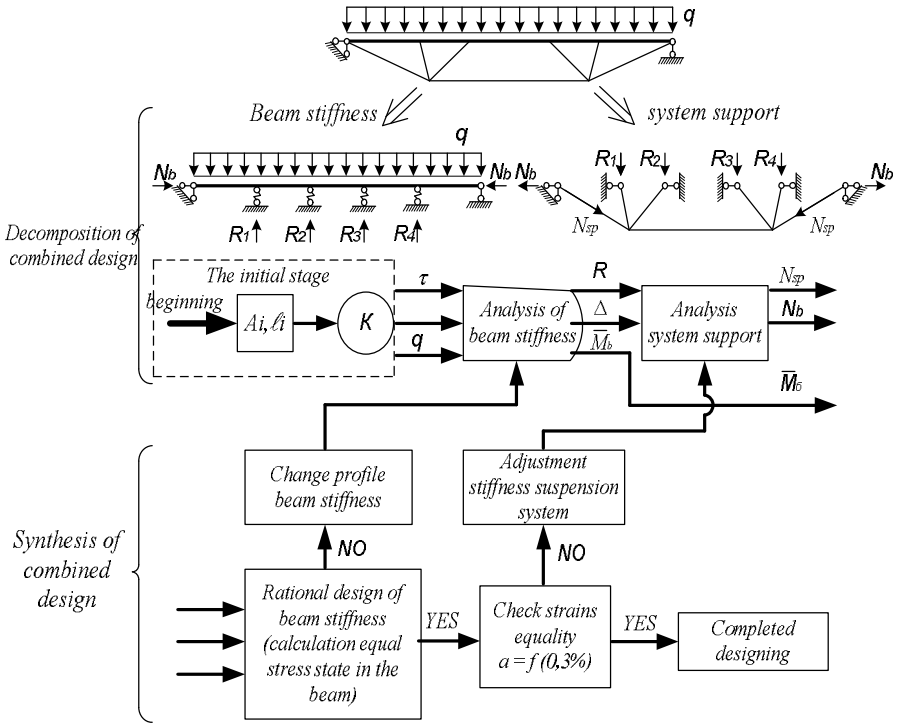


Fig. 2. Scheme of the mathematical model of iterative design process of rational combination of metal structures

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, lets consider SDS regulation in little element farm with span 12 m, under loading equal to 31,2 кН/m (fig. 3a). Here design scheme of farm stiffness beam adopted as beam on elastic supports (fig.3g) [8]. For comparison, adopted design sheme 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 strenth, 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.

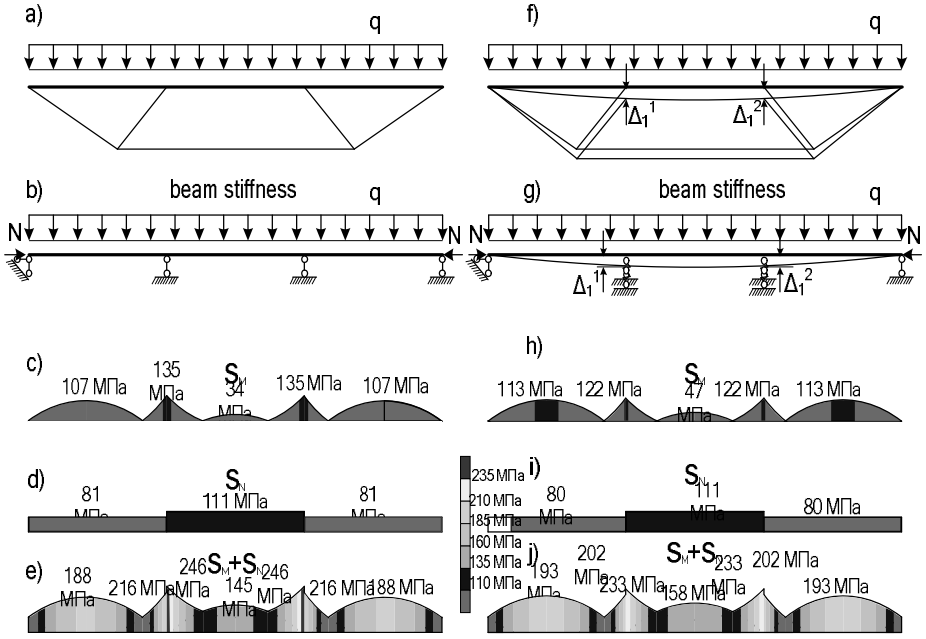


Fig. 3. Effect of support stiffness on the stress distribution: a) - scheme of frame; b) - design scheme of stiffness beam on rigid supports; f) –scheme of frame deformation; g) - design scheme of stiffness beam on elastic supports; c) - stress diagram from the moments of the beam on rigid supports; 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).

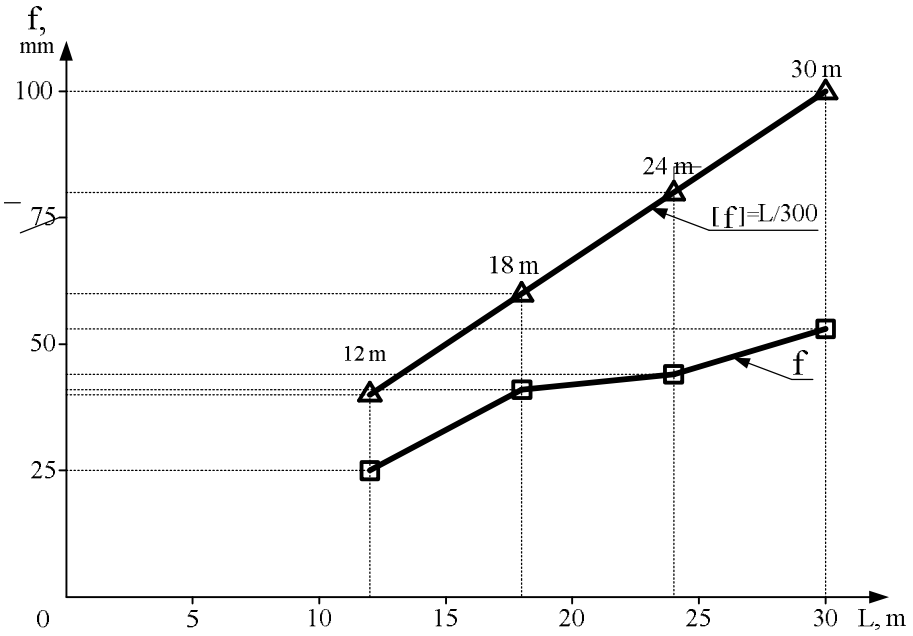


Fig. 4. Valid deflections little element trussing farms and permitted deflections on SBC: f - size of deflection, mm; L - span, m; Δ - permitted deflections on SBC; □ - actual deflections

Rys. 4. Rzeczywiste ugięcia małych elemetów ramy kratowej i dopuszczalne ugięcia konstrukcji według norm krajowych: f – wartość ugięcia, mm; L - rozpiętość, m; Δ – normowo dopuszczalne ugięcia ; □ – 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 odder 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 таb. 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 (таb.). 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 odder 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

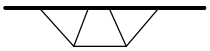
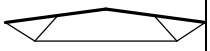
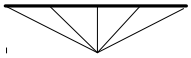
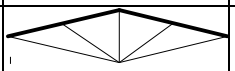
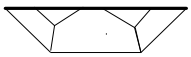
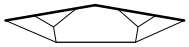
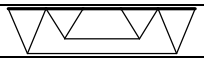
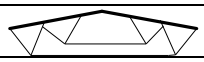
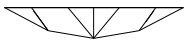
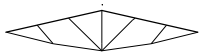
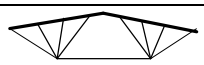
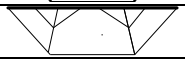
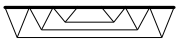
№ p / n	Scheme design c combined	Span, in m	№ p / n	Scheme design combined	Span, in m
1		9,12	13		9,12
2		9,12,15	14		9,12,15
3		9,12,15	15		9,12,15
4		9,12	16		9,12
5		15,18, 24	17		15,18,24
6		18,24, 30	18		18,24,30
7		До 36	19		До 36
8		До 40	20		До 40
9		До 40	21		До 40
10		До 36	22		До 36
11		До 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. Zubrivs'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: Specielity 05.23.01 «Civil constructions, buildings and structures». St. Peterburg, 2004, 49 p. (in russian).

[3] Ferenchik, 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 Politecniki Rzeszow. Rzeszow, No. 264, Z. 52, pp. 43-56, 2009.

[6] Gogol, M. V. Calculation bulk farm 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 Structu_res / 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

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

W artykule zostały zaprezentowane wyniki badań analitycznych konstrukcji łączonych według przepisów w stanie odkształconym (SDS). Zaproponowano zunifikowany model projektowy (oparty na dekompzycji struktury), jako belkę na sprężystych podporach które imitują sztywność belki i sprężystego systemu podpierającego. Istota obliczeń polega na rozdziale 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

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (4/15), październik-grudzień 2015, s. 119-128

Bronisław GOSOWSKI[1]
Piotr ORGANEK[2]
Michał REDECKI[3]

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 nadmiernych 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

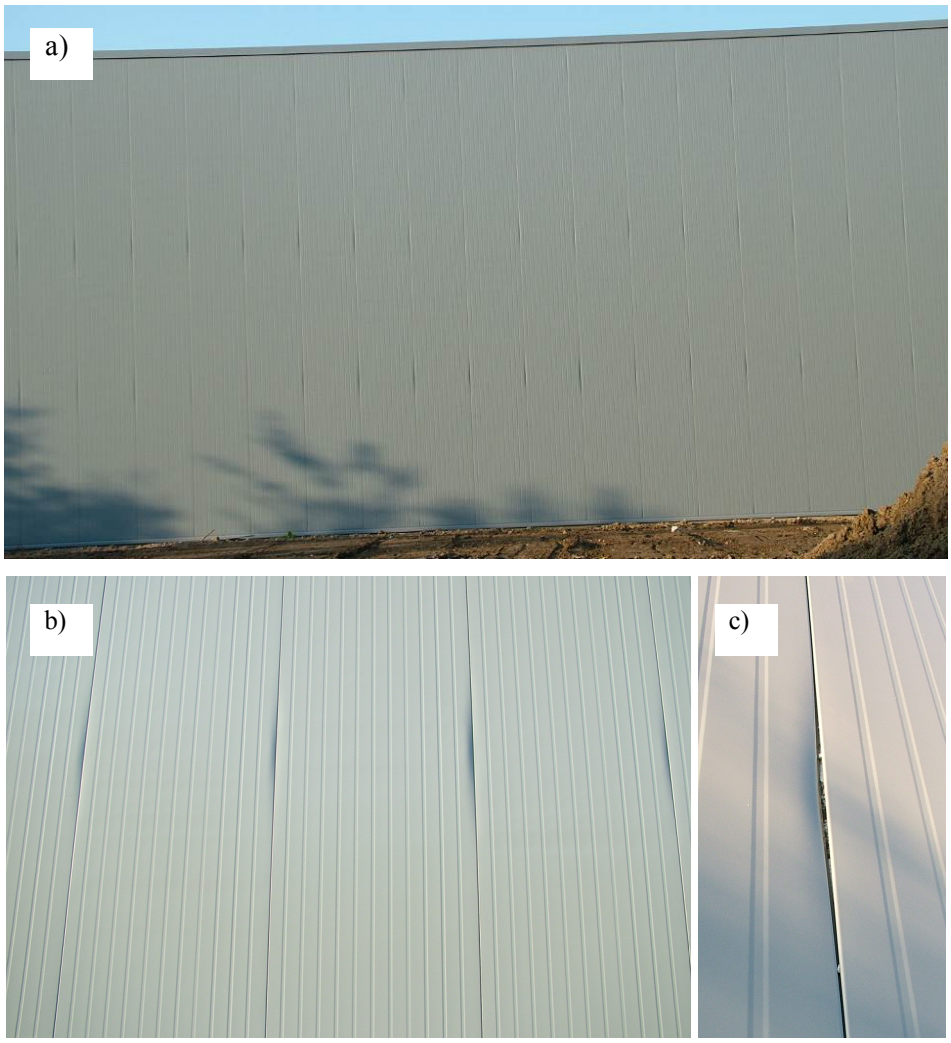
1. Wstęp

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 Wrocławska, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Wybrzeże Wyspiańskiego 27, bronislaw.gosowski@pwr.edu.pl.

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

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

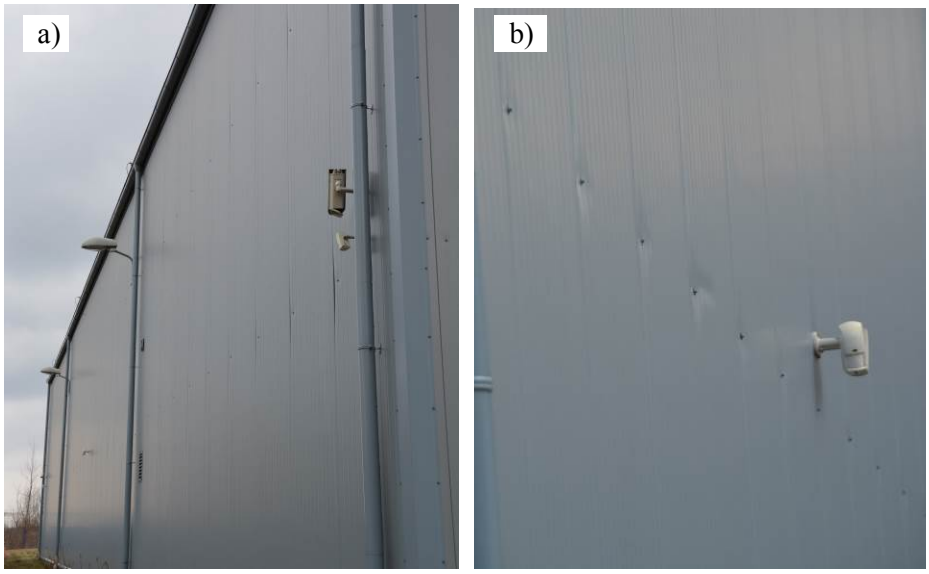


Rys. 1. Fragment ściany południowej z płyt warstwowych z widocznymi deformacjami: a) widok ogólny, b) zbliżenie, c) szczegół

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

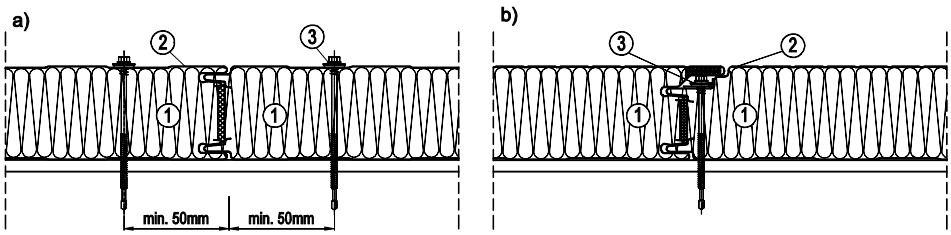
Fig. 2. View on the concealed joint from the western elevation of the building with reinforcement by additional self-drilling screws: a) overall view, b) close-up on heads

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 rygla 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 łeb 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.

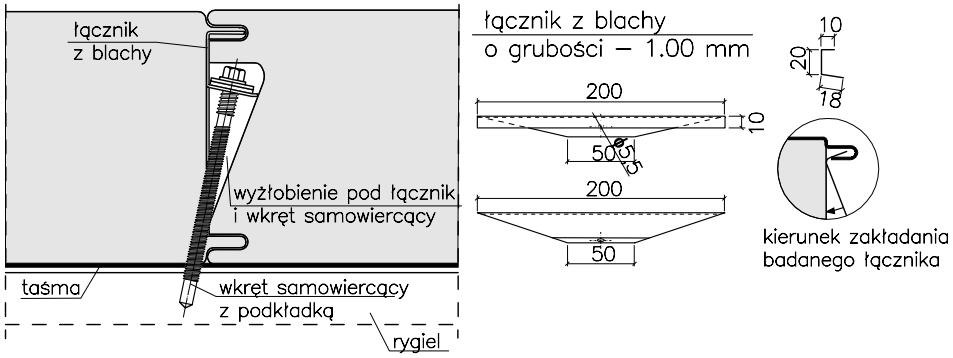


Rys. 3. Sposoby łączenie płyt warstwowych, 1 – rdzeń płyty, 2– okładzina, 3 – łącznik: a) połączenie bezpośrednie, b) połączenie bezpośrednie zakryte na podstawie [2]

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 wytężenie zamka, w związku z czym sposób wykonania łącznika jest niezwykle istotny.



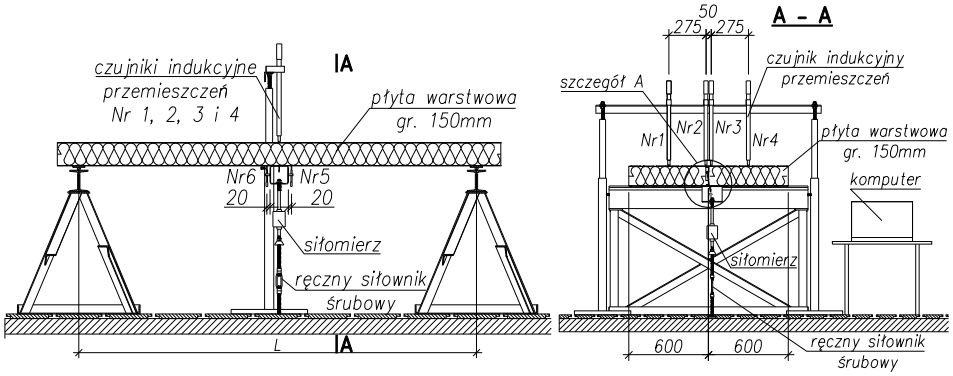
Rys. 4. Widok zakrytego połączenia z ryglem ściennym według producenta

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.

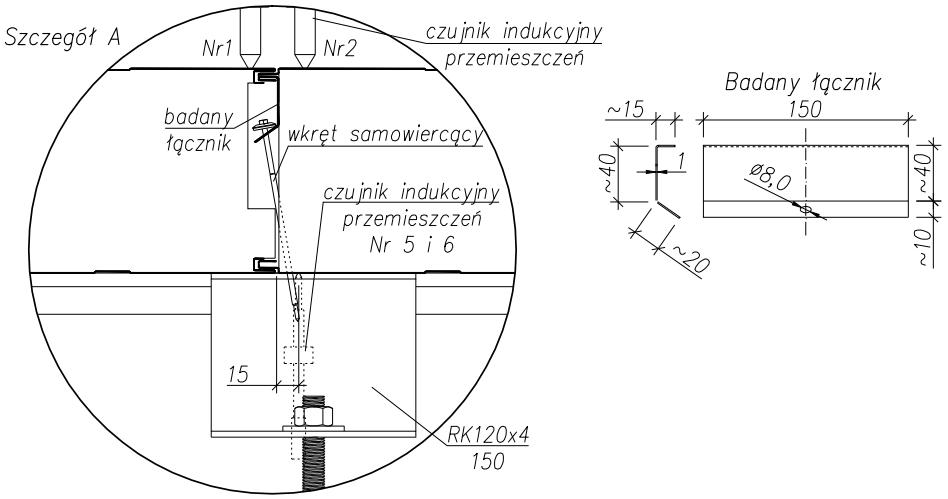
W przypadku dwóch pierwszych modeli (P1, P2) wykorzystano płyty o długości 2,8 m, co pozwoliło na rozstawienie podpór w osiowej odległości $L = 2{,}6$ m, natomiast do budowy dwóch pozostałych modeli (P3, P4) zastosowano płyty o długości 3,0 m, co pozwoliło na zwiększenie rozstawu podpór do



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.

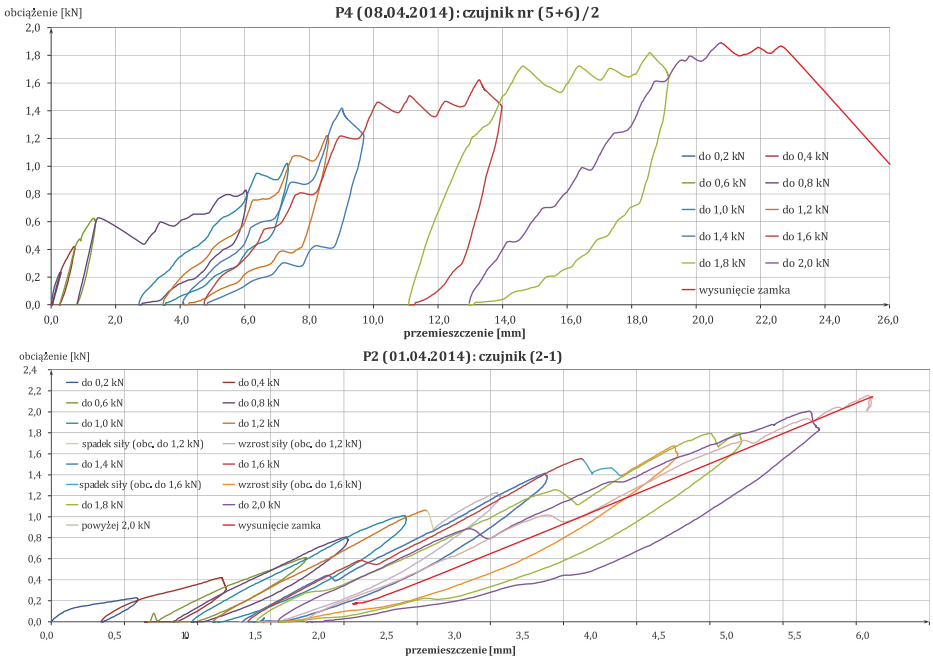


Rys. 6. Szczegół zakrytego połączenia na stanowisku badawczym

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).



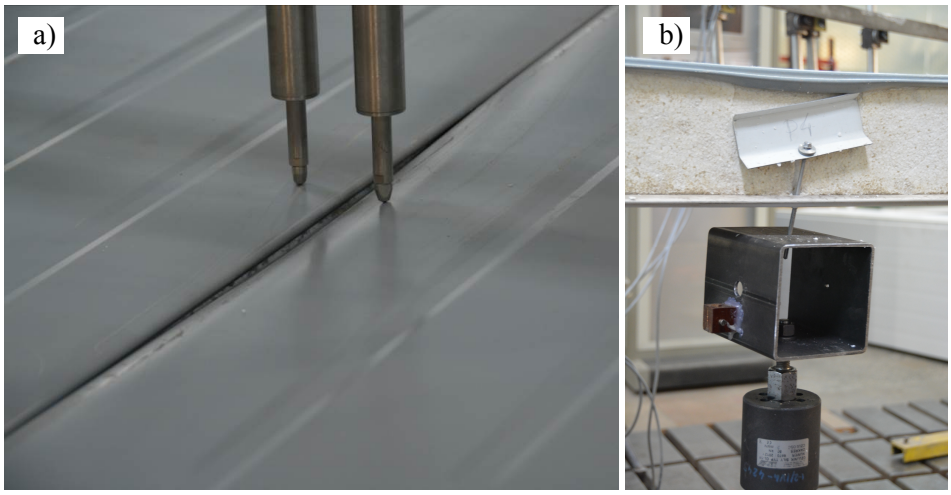
Rys. 7. Ścieżki równowagi statycznej z czujników badanego łącznika w modelach P4 i P2

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 ryglem wynoszącej ok. 3 mm,
2) otwarcie zamka, przy obciążeniu ok. 1,0-1,4 kN, skutkujące kilkakrotnym powiększeniem trwałej szczeliny między płytą i ryglem (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 użytkowalności, uwarunkowany przemieszczeniami.

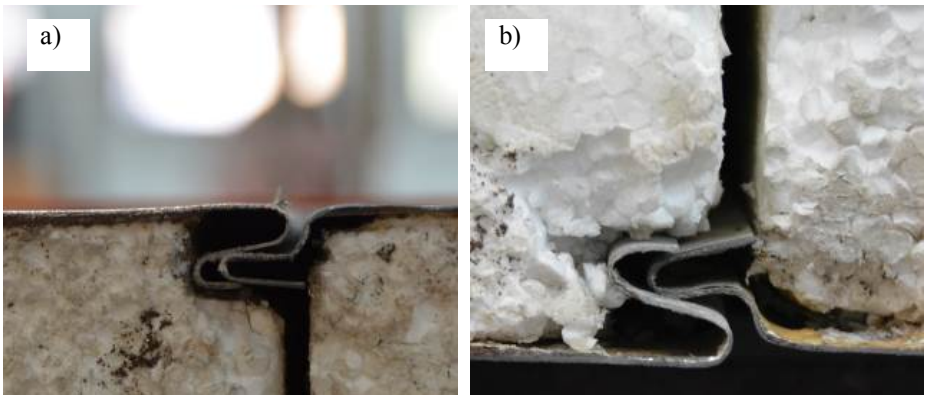


Rys. 8. Widok zakrytego połączenia: a) okładzina górna podczas badań, b) po zdjęciu płyty
Fig. 8. View of the concealed fixing joint: a) external facing during experiment, b) removed panel

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 jakiejkolwiek 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 ryglem 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 użytkowalności (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÷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. Następowało otwieranie się zamków między

płytami 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 następowała 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 join, carrying capacity research, failure

Przesłano do redakcji:19.06.2015
Przyjęto do druku:10.01.2016

DOI: 10.7862/rb.2015.182

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (4/15), październik-grudzień 2015, s. 129-140

Dmytro HARASYM[1]
Volodymyr LABAY[2]

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 $\eta_{\text{à}}$ of the existing air conditioning system on temperature difference between the inside and the supplied air $\Delta t_{\text{S}} = t_{\text{in}} - t_{\text{S}}$ 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 Δt_{S} = 9.0°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.

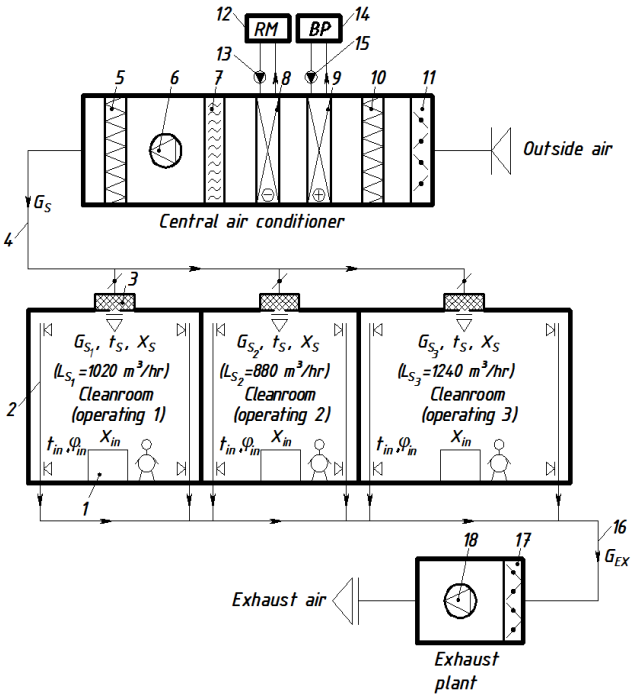
Under the influence of these requirements the exergy method of analysis has been designed in the last decades [1, 4, 5, 15, 18]. This method was described at the works of R. Clausisus, J. Gibbs, G. Guye, A. Stodola, Y. Shargut and R. Petela. Its main idea is to introduce, along with the common, fundamental 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].



1 – technological equipment;
2 – air exhaust channels in cleanrooms;
3 – filters of supplied air to the room;
4 – supplied air duct;
5 – filter of supplied air in a conditioner;
6 – fan unit of conditioner;
7 – drop catcher of conditioner;
8 – air cooler of conditioner;
9 – air heater of conditioner;
10 – filter of outside air in conditioner;
11 – valve of outdoor air in conditioner;
12 – refrigerating machine RM;
13 – pump of cold water of RM;
14 – boiler plant BP;
15 – pump of warm water;
16 – exhaust air duct;
17 – valve of exhaust air;
18 – fan unit of the exhaust plant

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 politropical 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.

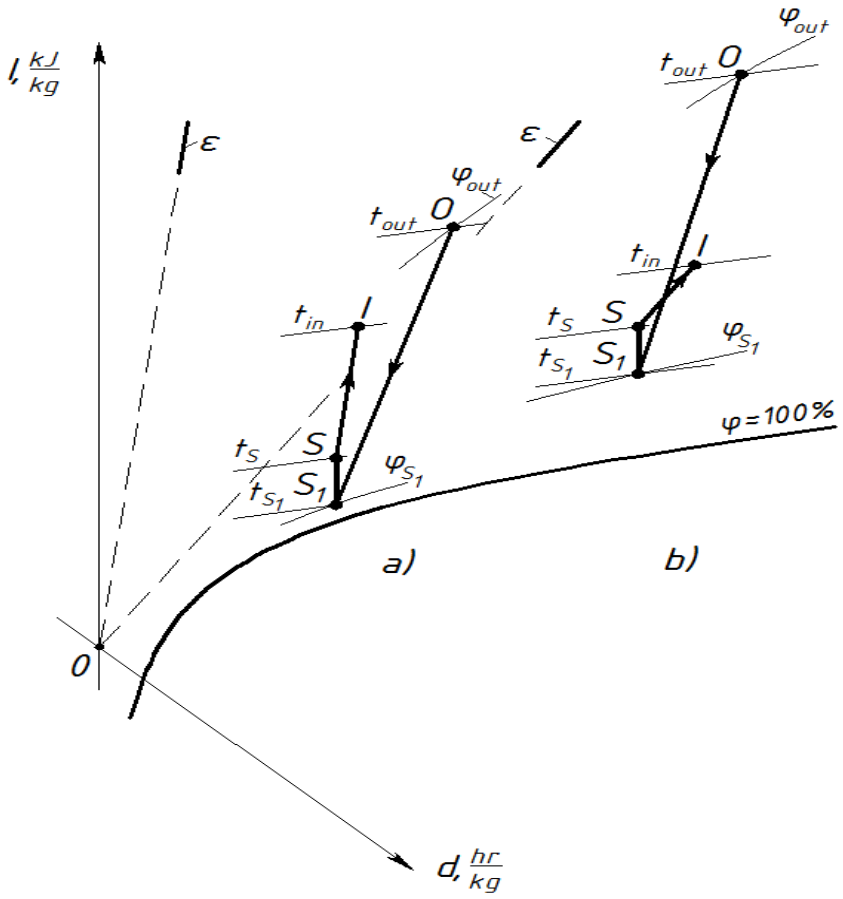


Fig. 2. The image of the process of changing the state of moist air in the implemented central straight flow air conditioning system in a warm period of year on the I-d – diagram a) for conditions of the research – t_{out} = 30; 32°C; t_{in} = 25; 26°C; Δt_S = 9; 7°C; b) for conditions of the research – t_{out} = 35; 38; 40°C; t_{in} = 27; 28; 29°C; Δt_S = 6; 5; 4°C: OS_1 – the process of polytropic treatment (cooling and drying) of air $G_{out} = G_S$ in the air cooler; S_1S – 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 systemoe klimatyzacji z centralnym bezpośrenim przepływem w ciepłym okresie roku wykres - I-d, a) dla warunków badań - t_{out}= 30; 32°C; t_{in} = 25; 26°C; Δt_S = 9; 7°C; b) dla warunków badań - t_{out} = 35; 38; 40°C; t_{in} = 27; 28; 29°C; Δt_S = 6; 5; 4°C: OS_1 - proces z polytropiczny (chłodzenie i suszenie) powietrza $G_{out} = G_S$ w chłodnicy powietrza; S_1S - 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°C; relative humidity φ_{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°C; φ_{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°C; slope coefficient of excess heat and moisture assimilation in the cleanroom by the supplied air via air conditioner ε = 27058-9711 kJ/kg; initial temperature of the coolant (40% propylene glycol solution) for the air cooler t_{w_I} = 9.5-15.5°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:

$$Q_C = G_S \cdot (I_O - I_{S_1}) \times 0.278 \text{ , W,} \tag{1}$$

where I_O and I_{S_1} – 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]:

$$\eta_{\text{â}} = \frac{E_{\text{out}}}{E_{\text{in}}}. \tag{2}$$

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:

$$\eta_{\text{e}} = \frac{E_{\text{out}}}{E_{\text{in}}} = \frac{\Delta E_{\text{SI}}}{\Delta E_{\text{OS}_1} + \Delta E_{\text{S}_1\text{S}} + \Delta E_{\text{SI}} + \Delta E_{\text{exh}} + N_{\text{use}}^{\text{sup.fan}} + N_{\text{use}}^{\text{exh.fan}} + N_{\text{use}}^{\text{RM}}}, \tag{3}$$

where $E_{\text{out}} = \Delta E_{\text{SI}} = E_{\text{S}} - E_{\text{I}}$ – exergy reduction of conditioned air in the surgery operating cleanrooms (usefully used exergy), W; $Å_{\text{S}}$ and $Å_{\text{I}}$ – in accordance, exergy of supplied and indoor air in the cleanrooms, W; $\Delta E_{\text{OS}_1} = E_{\text{S}_1} - E_{\text{O}}$ – increasing of exergy of air in the air cooler of conditioner, W; E_{S_1} 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; $\Delta E_{\text{S}_1\text{S}} = Å_{\text{S}_1} - Å_{\text{S}}$ – exergy reduction of air during its transportation in the supplied ducts and fan of air conditioning system, W; E_{S_1} 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; $\Delta E_{\text{exh}} = E_{\text{I}} - E_{\text{O}}$ – exergy losses with exhaust conditioned air from the cleanrooms, W; $N_{\text{use}}^{\text{sup.fan}}$ – consumed power via the supplied fan of the conditioner, W; $N_{\text{use}}^{\text{ex.fan}}$ – consumed power via the fan of the exhaust plant, W; $N_{\text{use}}^{\text{RM}}$ – 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:

$$\Delta E_{\text{SI}} = G_{\text{S}} \cdot (e_{\text{S}} - e_{\text{in}}) \times 0.278, \text{ W}, \tag{4}$$

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

$$\Delta E_{\text{OS}_1} = G_{\text{S}} \cdot (e_{\text{S}_1} - e_{\text{out}}) \times 0.278, \text{ W}, \tag{5}$$

where e_{out} i e_{S_1} – in accordance, specific exergy of outdoor air and of cooled and drained air in the air cooler, (Table 1), kJ/kg;

$$\Delta E_{S_1 S} = G_S \cdot (e_{S1} - e_S) \times 0.278 \text{ , W,} \tag{6}$$

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

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

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:

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

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

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

$\bar{c}_{d.air}$ = 1.005 kJ/(kg·K) and $\bar{c}_{vap}$ = 1.86 kJ/(kg·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 ($273 + t = T$);

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

$R_{d.air}$ = 0.287 kJ/(kg·K) i R_{vap} = 0.462 kJ/(kg·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

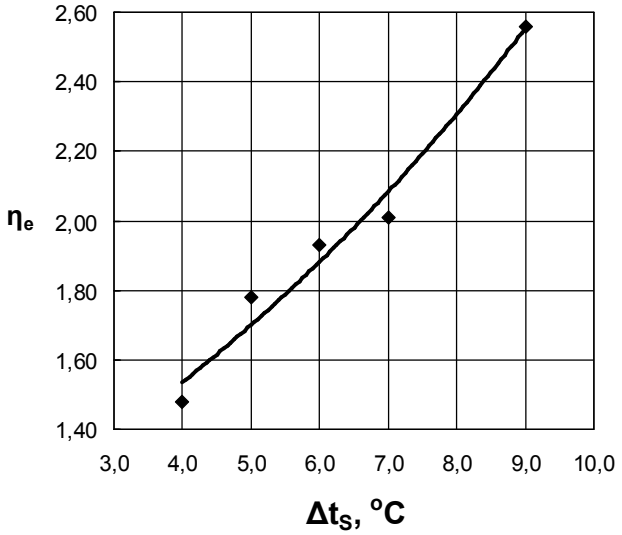
Tabela 1. Parametry punktów opisujących stan wilgotności powietrza podczas pracy zastosowanego systemu klimatyzacji

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 $\eta_{å}$ 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 $\eta_{å}$ 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 $\eta_{å}$. 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 Δt_S = 9.0°C, that will give the opportunity to gain the highest exergetic output-input ratio $\eta_{å}$, which means to gain the most advantageous economical variant of exploitation of the chosen air conditioning system.



point 1
Δt_S = 4.0°C (t_{out} = 40°C; φ_{out} = 36%; t_{in} = 29°C; φ_{in} = 64%; φ_S = 79%);
point 2
Δt_S = 5.0°C (t_{out} = 38°C; φ_{out} = 38%; t_{in} = 28°C; φ_{in} = 64%; φ_S = 84%);
point 3
Δt_S = 6.0°C (t_{out} = 35°C; φ_{out} = 40%; t_{in} = 27°C; φ_{in} = 60%; φ_S = 84%);
point 4
Δt_S = 7.0°C (t_{out} = 32°C; φ_{out} = 42%; t_{in} = 26°C; φ_{in} = 55%; φ_S = 82%);
point 5
Δt_S = 9.0°C (t_{out} = 30°C; φ_{out} = 44%; t_{in} = 25°C; φ_{in} = 54%; φ_S = 92%);

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.

The dependence (Fig. 3) has been obtained in a form of analytical equation for temperature difference between indoor and supplied air Δt_S = 4.0-9.0°C:

$$\eta_e = 1.023 \cdot \exp(0.102 \cdot \Delta t_S) \tag{11}$$

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 $\eta_{å}$ 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 Δt_S = 9.0°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. Tekhnicheskaia 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 vozdukha i kholodosnabzhenie: Uchebnik dlia vuzov / V.N. Bogoslovskii, O.Ia. Kokorin, L.V. Petrov. – Stroiizdat. – 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 vozdukha (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 kondytsiuvannia povitria chystykh prymishchen / V. Labay, D. Harasym // Naukovo-tekhnichnyi zhurnal "Kholodylna tekhnika i tekhnologiia", № 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 vozdukha / 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 okhlazhde-niia: ucheb. posobie dlia vuzov. – 2-e izd., pererab. / E.Ia. Sokolov, V.M. Brodianskii. – Moskva: Energoizdat. – 320 (in Russian).

[19] Whyte W. 2002. Tekhnologiia chistykh pomeshchenii. Osnovy proektirovaniia, ispytanii 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

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

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 egzergi 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 egzergii, system klimatyzacji, pomieszczenia czyste, sprawność energetyczna

Przesłano do redakcji:8.06.2015
Przyjęto do druku:10.01.2016

DOI: 10.7862/rb.2015.183

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (4/15), październik-grudzień 2015, s. 141-154

Waldemar IZDEBSKI[1]
Zbigniew MALINOWSKI[2]

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 stanu 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

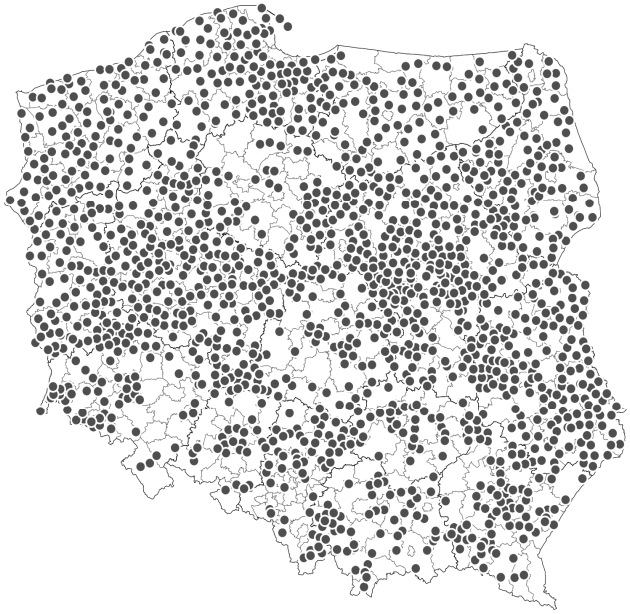
Wejście w życie *ustawy o infrastrukturze informacji przestrzennej* [1] wprowadziło szereg zmian w dotychczasowym postrzeganiu rejestrów publicznych, zwłaszcza w kontekście osadzenia ich w przestrzeni. Ustawa, poza treściami zasadniczymi, wprowadziła szereg zmian w *ustawie prawo geodezyjne i kartograficzne* [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 zmierzały rejestry przestrzenne. Dodatkowo dzięki dynamicznemu rozwojowi urządzeń związanych z nawigacją i lokalizacją przestrzenną pojęcie adres we 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 (chociaż podatnik miał znaczny wkład w dotychczasowe wydatki związane z tym i powiązanymi 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.

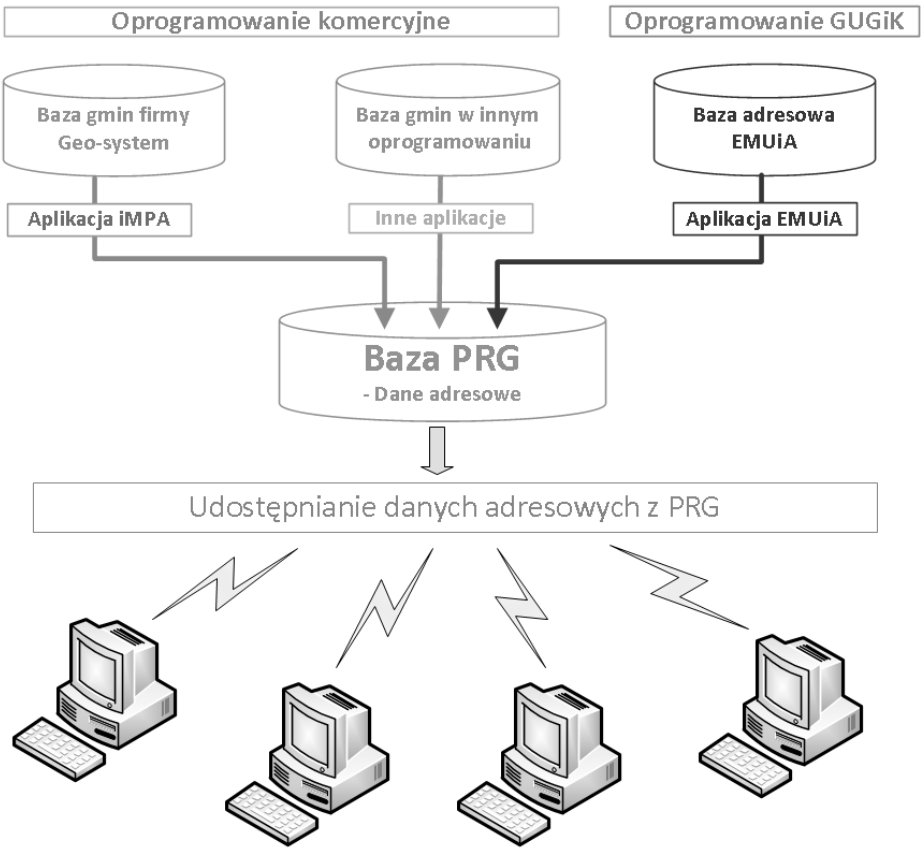
Oczywiście należy również podnieść wątpliwość, wielokrotnie wyrażaną w publicznej korespondencji przez Waldemara Izdebskiego, dotyczącą zasad równości i sprawiedliwości gospodarczej, gdyż nienaturalnym jest konkurowanie na rynku z firmami komercyjnymi podmiotu finansowanego z pieniędzy publicznych. Tym 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 egzekwowalne. 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 należytą uwagę. Oczywiście na to nakłada się również rozwiązywanie problemów związanych z infrastrukturą sieciową lub sprzętową. Nagromadzenie tych czyn-

ników oraz mimowolnej różnorodności samorządów utrudnia ujednolicenie, 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]

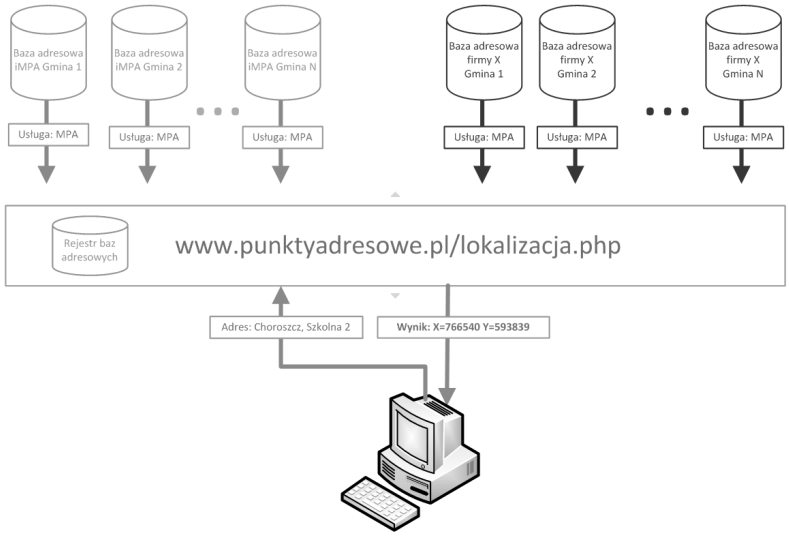
Fig. 3. Usage schema of PRG registry

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 trafiały 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.

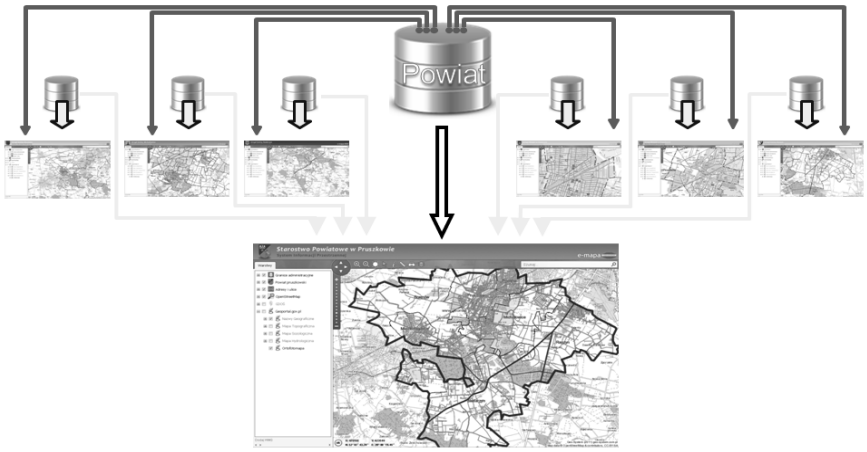


Rys. 4. Schemat funkcjonowania usługi ULA [8]

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 niezadowalającej 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

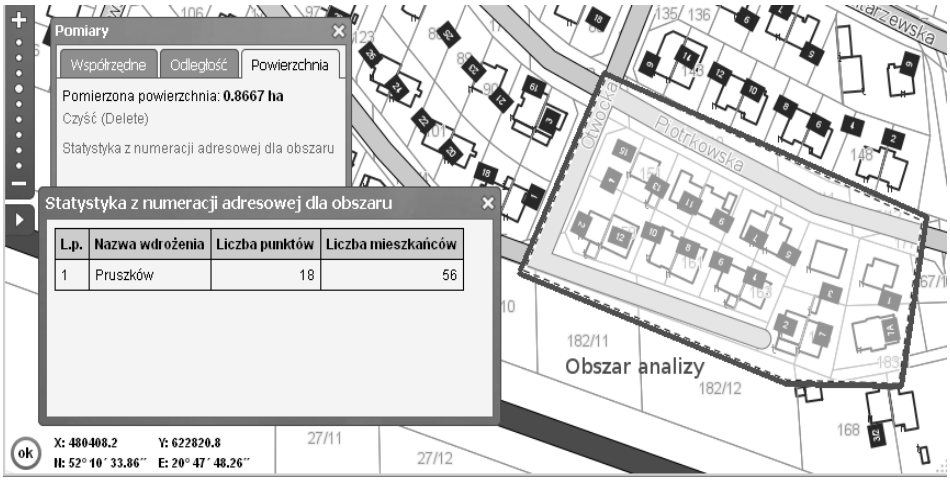
Na chwilę obecną nieco ponad 40% powiatów udostępnia usługi sieciowe które mogą i powinny być wykorzystane przez samorządy gminne m.in. do realizacji swoich zadań publicznych – prowadzenie numeracji adresowej, miejscowych planów zagospodarowania przestrzennego, bazy decyzji o warunkach zabudowy, czy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

S u m m a r y

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

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (4/15), październik-grudzień 2015, s. 155-166

Joanna JANICKA[1]
Wioleta BŁASZCZAK-BĄK[2]
Anna SOBIERAJ[3]

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: skaning laserowy, technologia GPS, tachimetria, inwentaryzacja linii elektroenergetycznych

1. Wprowadzenie

Głównym, nadrzędnym celem inwentaryzacji linii elektroenergetycznych jest poprawa bezpieczeństwa energetycznego 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 zwisu,
- 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).

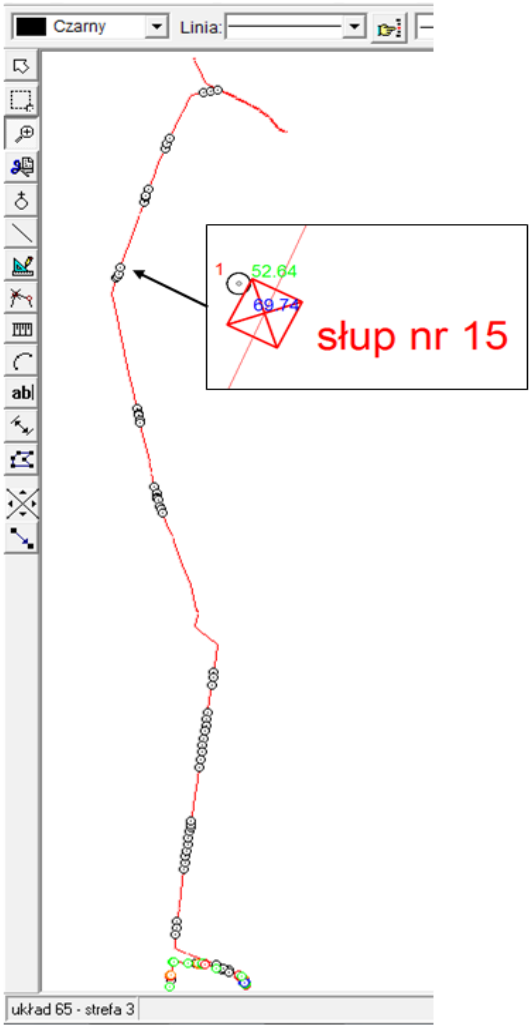
Inną technologią możliwą do zastosowania w pomiarach inwentaryzacyjnych napowietrznych sieci energetycznych jest lotniczy skaning laserowy (ALS). Technologia ta ma wiele istotnych zalet, które sprawiają, że ALS wykorzystywany jest do pomiaru linii energetycznych. Można wśród nich wyróżnić następujące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



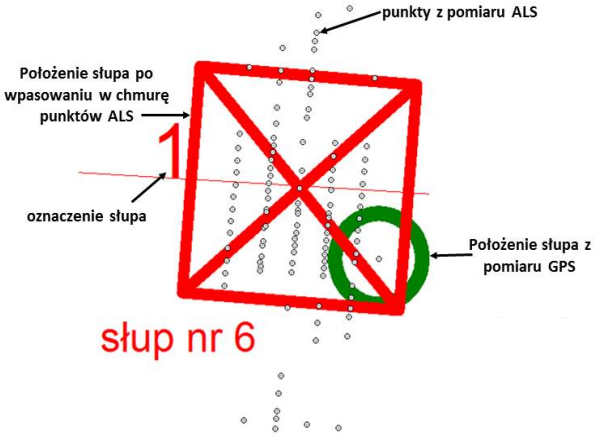
Rys. 1. Przebieg linii energetycznej wysokiego napięcia pomierzonej techniką ALS i GPS.

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

4. Badania

Przedmiotem badań jest zaprezentowanie wyników pomiaru słupów energetycznych, których położenie sytuacyjne określane było 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.

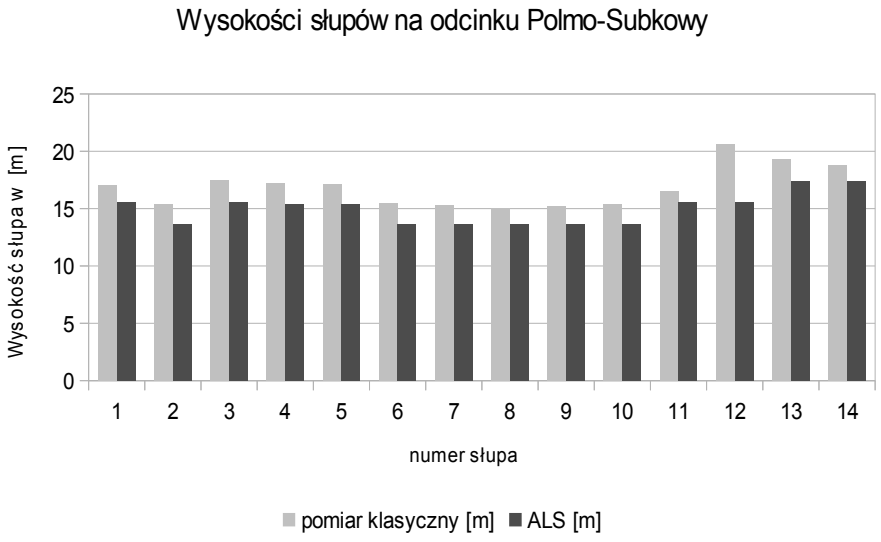
Wynikiem pomiaru słupów linii energetycznych z wykorzystaniem ALS jest zbiór punktów. Zbiór tworzony jest po wykonanej klasyfikacji chmury punktów. Należy podkreślić, że każdy słup reprezentowany jest przez inny układ różnej liczby punktów. Spośród nich wybierany jest jeden punkt, który będzie reprezentował 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 Modzyszynem, 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.



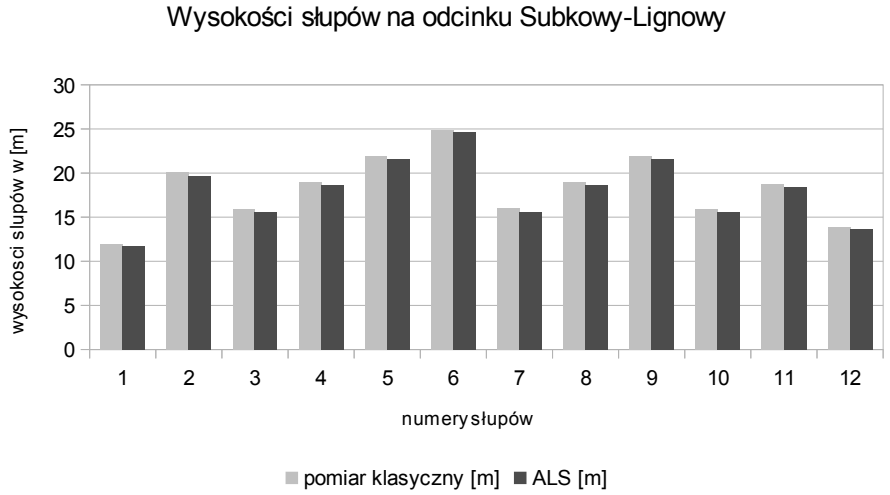
Rys. 4. Wykres wysokości słupów na odcinku Polmo-Subkowy.

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. Róznice, które wystepują w dość systematyczny sposób pomiędzy wyznaczonymi wysokościami mogą wynikać z nieuwzględnienia wysokości fundamentów (rys 3), na których posadowione są słupy energetyczne. Skaning lotniczy 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.



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

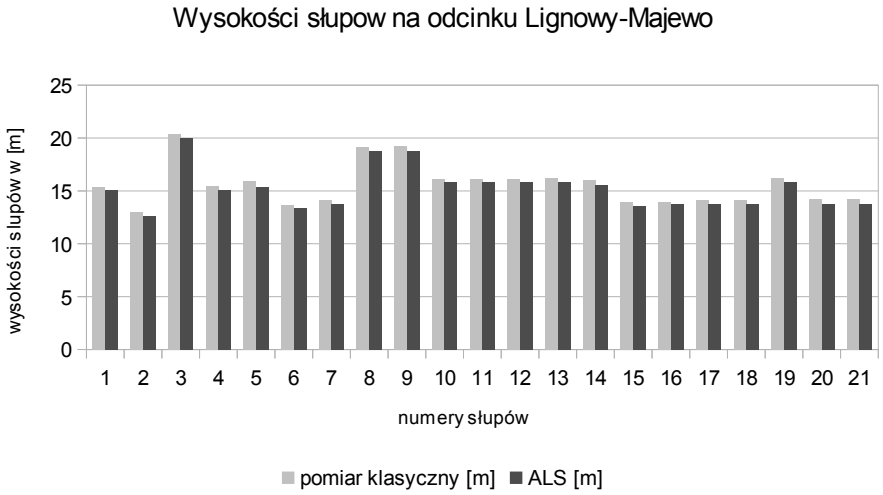
Analizując rys. 5 i tabelę 2 można stwierdzić, że na tym fragmencie poddanym inwentaryzacji również otrzymano różnice około 0,3-0,7 m. Ostatnim fragmentem, na którym wykonano pomiary klasyczne i ALS był odcinek Li-

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 przetwarzane 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 Łaśnicy (gmina Lanckorona), PogórzeWielickie, 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

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (4/15), październik-grudzień 2015, s. 167-180

Joanna JANICKA[1]
Sławomir CELLMER[2]

ZASTOSOWANIE NIESTANDARDOWEGO KRYTERIUM OPTYMALIZACJI W TRANSFORMACJI HELMERTA PRZY PRZELICZANIU WSPÓŁRZĘDNYCH

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 wyznaczane 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 obserwacji obarczonych 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:

$$\begin{cases} V = AX + L \\ C_L = \sigma_0^2 Q_L = \dfrac{1}{\sigma_0^2} P^{-1} \\ \min\limits_X \{\xi(X) = V^T PV\} = \hat{V}^T P \hat{V} \end{cases} \tag{1}$$

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

$$\varphi(v) = \frac{\partial \rho(v)}{\partial v} \tag{2}$$

- Funkcja rygoru

$$u(v) = \frac{\partial^2 \rho(v)}{\partial v^2} \tag{3}$$

- Funkcja wagowa

$$w(v) = \frac{\partial \rho(v)}{\partial (v^2)} \tag{4}$$

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 **P** jest diagonalna. Wówczas funkcję celu $\xi(X)$ problemu optymalizacyjnego można zapisać w postaci:

$$\xi(X) = \sum_{i=1}^{n} p_i v_i^2 \tag{5}$$

Zatem metodzie najmniejszych kwadratów odpowiada następująca funkcja celu:

$$\rho(v) = pv^2, \tag{6}$$

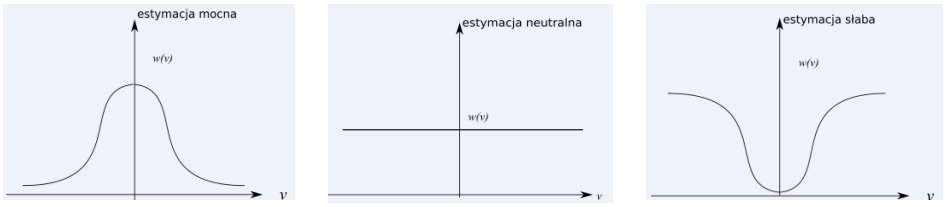
oraz funkcja wagowa

$$w(v) = p, \tag{7}$$

i funkcja rygoru

$$u(v) = 2p \tag{8}$$

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 wyznaczane są elementy macierzy wag w kolejnych krokach iteracyjnych. Na rysunku 1 przedstawiono przebieg funkcji wagowej w zależności od typu estymacji.



a) b) c)

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:

$$\rho_i(v) = v_i^4, \tag{9}$$

Kryterium optymalizacji zaproponowane w artykule i szczegółowo opisane w [1] można zapisać jako:

$$\xi(X) = \sum_{i=1}^{n} v_i^4 = min \tag{10}$$

Funkcję celu można przedstawić w zapisie macierzowym :

$$\xi(X) = v_2^T v_2 = \min \tag{11}$$

gdzie:

$$v_2 = [v_1^2, v_2^2, \ldots, v_n^2] \tag{12}$$

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 nie 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 obarczone 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 obarczone 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 obarczonych błędem grubym mogą przekraczać dopuszczalne wartości,

lub

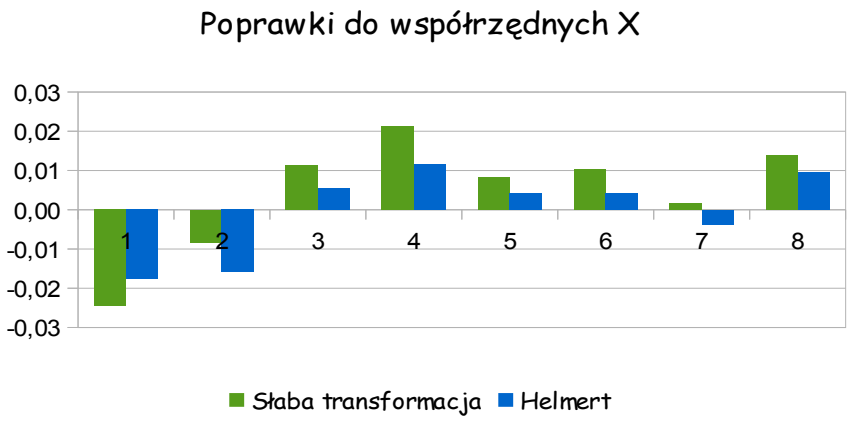
- zastosowanie metody sumowania czwartych potęg, która umożliwi pozostawienie punktu istotnego z punktu widzenia geometrii rozmieszczenia punktów łącznych, a wartość odchyłki zmieści się w ramach dopuszczalnych wartości.

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 obarczano 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.

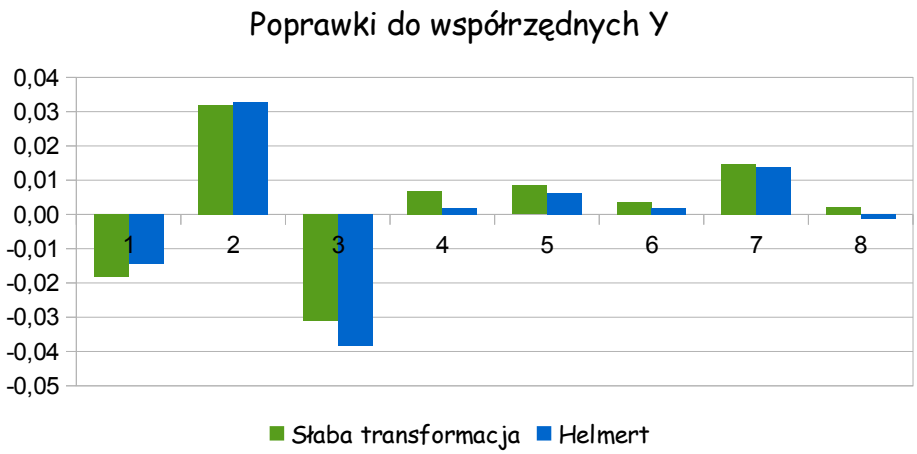
Badania przeprowadzono na fragmencie rzeczywistej sieci składającej się z 1144 punktów, spośród których 8 stanowi zbiór punktów dostosowania.

W I wariancie obliczeń przyjęto, że punkty dostosowania nie są obarczone 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.



Rys. 2 Poprawki do współrzędnych X punktów łącznych - wariant bezbłędny

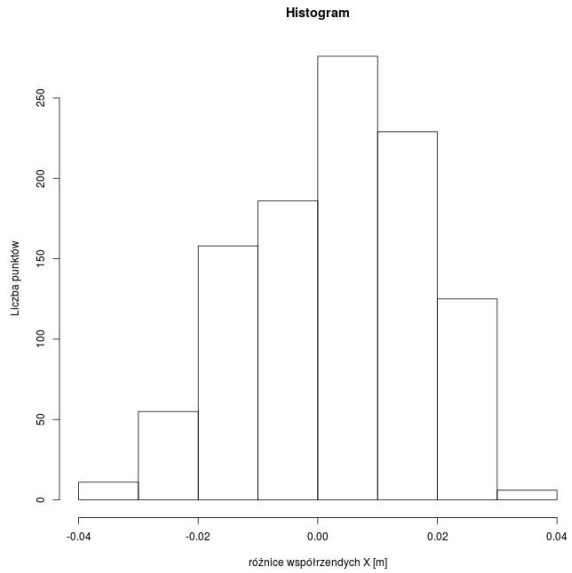
Fig. 2 Values of X residuals – scenario without outliers



Rys. 3 Poprawki do współrzędnych Y punktów łącznych - wariant bezbłędny

Fig. 3 Values of Y residuals – scenario without outliers

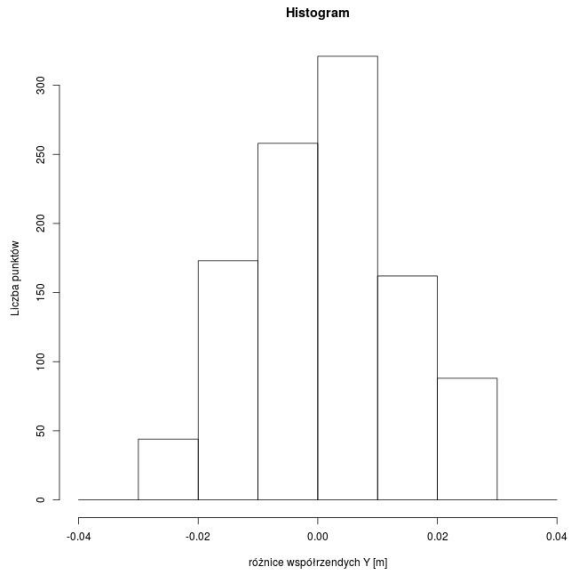
Na podstawie rysunków 2 i 3 można stwierdzić, że w sytuacji, gdy współrzędne punktów łącznych nie są obarczone żadnymi błędami grubymi wówczas obie metody pozwalają uzyskać podobne wyniki.



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.

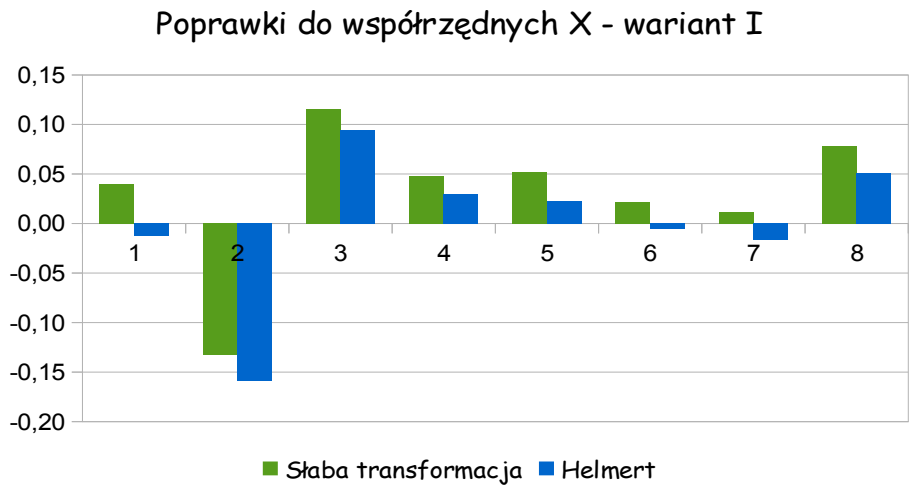


Rys. 5 Histogram różnic współrzędnych Y – transformacja Helmerta i słaba

Fig. 5 histogram of coordinate differences Y – Helmert transformation and weak transformation

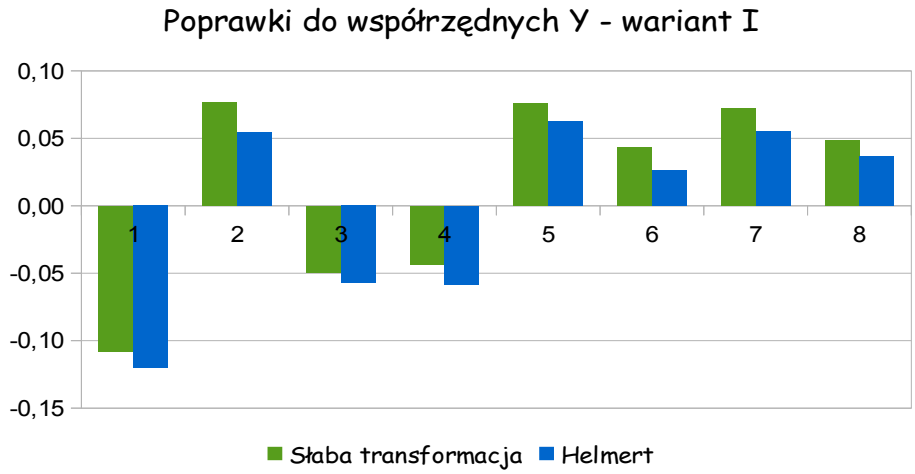
Analizując wyniki obliczeń przedstawione na rysunkach 4 i 5 można stwierdzić, że w obu przypadkach różnice współrzędnych pomiędzy wartościami katalogowymi, a uzyskanymi z transformacji nie przekraczają 4 cm.

Następny wariant obliczeniowy polegał na tym, że współrzędne wybranych punktów dostosowania obarczono błędami grubymi. Współrzędną Y punktu nr 1 w układzie wtórnym zaburzono 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

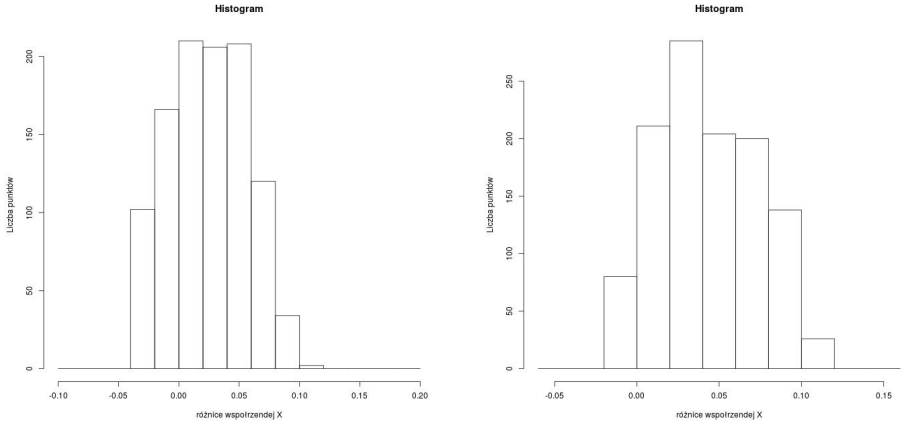


Rys. 7 Poprawki do współrzędnych Y punktów łącznych - wariant I

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 obarczone 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.



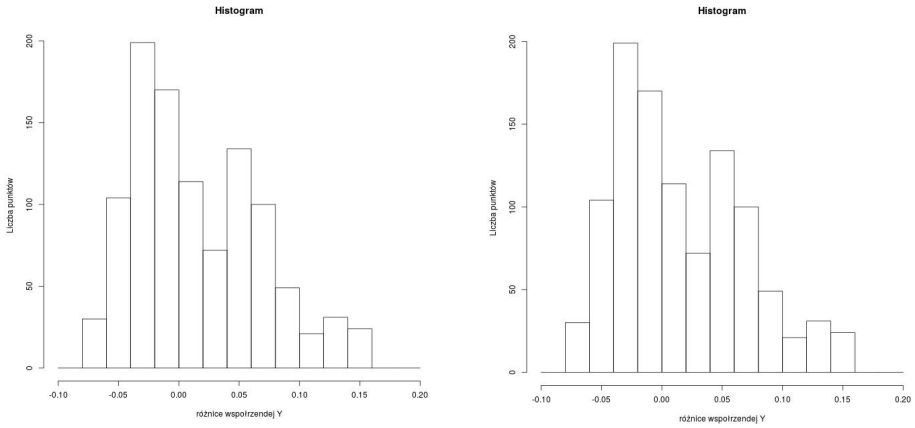
a) transformacja słaba
a) week transformation

b) transformacja Helmerta
b) Helmert transformation

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.



a) transformacja słaba
a) week transformation

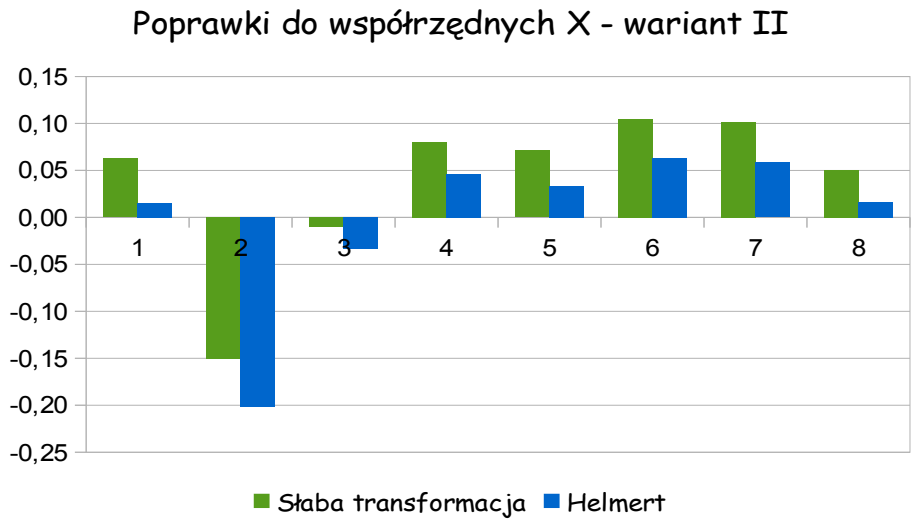
b) transformacja Helmerta
b) Helmert transformation

Rys. 9 Histogram różnic współrzędnych Y

Fig.9 Histogram of coordinate Y differences

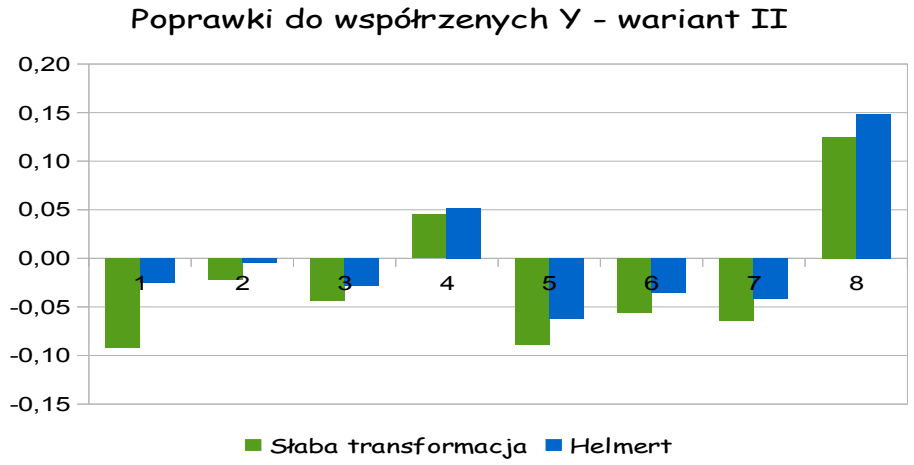
Na podstawie wyników zaprezentowanych w postaci histogramów przedstawionych na rysunkach 8 i 9 można zaobserwować, że wyniki obu transformacji są podobne. Różnice współrzędnych X i Y dla obu metod osiągają podobne wartości.

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.



Rys.10 Poprawki do współrzędnych X punktów łącznych - wariant II

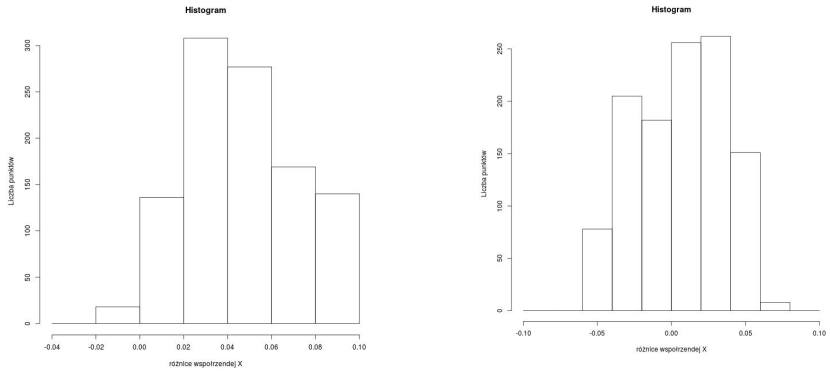
Fig. 10 Values of X residuals – the second scenario



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.

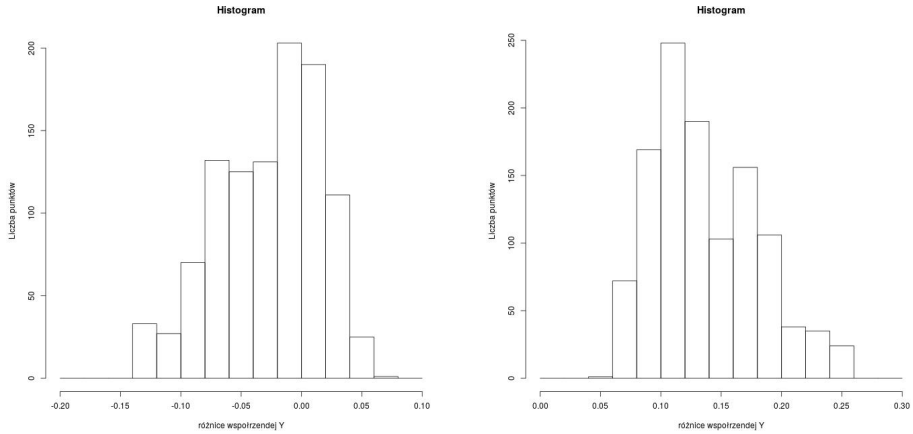


a) transformacja słaba
a) week transformation

b) transformacja Helmerta
b) Helmert transformation

Rys.12 Histogram różnic współrzędnych X – transformacja słaba wariant II

Fig. 12 Histogram of coordinate X differences



a) transformacja słaba
a) week transformation

b) transformacja Helmerta
b) Helmert transformation

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 puntach 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 Bulletim of Geodetic Science Vol 20 , number 3, 2014.

[4] Janicka J, Rapinski J.: Modified RANSAC transformation of coordinates burdened with outliers . Environmental Engineering Vilnus, 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 eliminations can completely prevents 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, week transformation, the least fourth powers method

Przesłano do redakcji:30.05.2015
Przyjęto do druku:10.01.2016

DOI: 10.7862/rb.2015.186

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (4/15), październik-grudzień 2015, s. 181-194

Roman KADAJ[1]

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-Krugera* w pasach 3° lub 6°), a następnie w układzie „1965" (4 strefy z odwzorowaniem quasi-stereograficznym i 1 strefa z odwzorowaniem *Gaussa-Krugera*).

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 realizacje układu odniesienia w sensie wyznaczeń współrzędnych punktów były obarczone 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 sytemu PUŁKOWO'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 osnów) 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 położeń 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 rozporządzeniu 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 (względną) oczekiwaną ongiś w sieciach realizacyjnych. Jakakolwiek bezpośrednia integracja danych pomiarowych lub punktów nawiązania 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):

$dX_{min} = -0.008$ $dY_{min} = -0.011$ $dZ_{min} = -0.005$

$dX_{max} = 0.009$ $dY_{max} = 0.007$ $dZ_{max} = 0.011$

Przeciętne wartości różnic współrzędnych (WUT – CBK):

$dX_{śr} = -0.001$ $dY_{śr} = 0.000$ $dZ_{śr} = -0.000$

Odchylenia średniokwadratowe (WUT-CBK):

$S_x = 0.002$ $S_y = 0.001$ $S_z = 0.002$

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 (*ambiquities*).

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 położeń 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 przemieszenia, 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 szczególne 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].

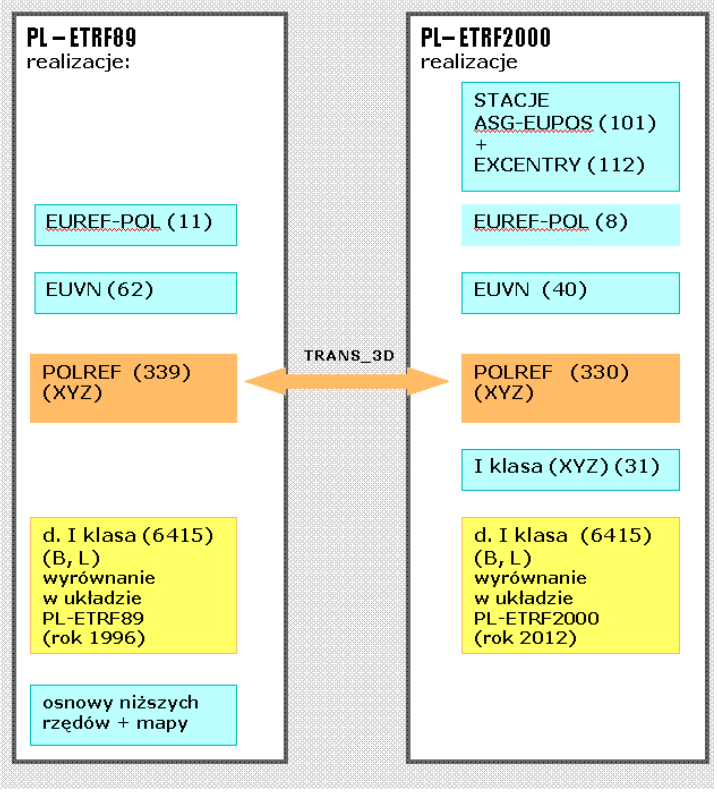
2. Wyznaczenie parametrów transformacji PL-ETRF89 <=> PL-ETRF2000

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:

$$\underline{\boldsymbol{X}}_2 - \boldsymbol{\Delta}_2 = m \cdot \boldsymbol{S} \cdot (\underline{\boldsymbol{X}}_1 - \boldsymbol{\Delta}_1) \tag{1}$$

gdzie: $\underline{\boldsymbol{X}}_1 = [X_1, Y_1, Z_1]^{\mathrm{T}}$, $\underline{\boldsymbol{X}}_2 = [X_2, Y_2, Z_2]^{\mathrm{T}}$ znaczą wektory współrzędnych w odpowiednich układach: pierwotnym i aktualnym (tu podstawiamy konkretne nazwy układów), m - współczynnik zmiany skali układu pierwotnego względem układu aktualnego, $\boldsymbol{S}$ – (3×3) macierz obrotów, której elementy są funkcjami 3 kątów obrotów układu pierwotnego wokół kolejnych osi, $\boldsymbol{\Delta}_1$, $\boldsymbol{\Delta}_2$ – wektory przesunięć początków układów (odpowiednio), które można zastąpić jednym wektorem (wypadkowym):

$$\boldsymbol{\Delta} = \boldsymbol{\Delta}_2 - m \cdot \boldsymbol{S} \cdot \boldsymbol{\Delta}_1 \tag{2}$$

Wobec zależności (2) model transformacji (1) zapisujemy też w postaci:

$$\underline{\boldsymbol{X}}_2 = \boldsymbol{\Delta} + m \cdot \boldsymbol{S} \cdot \underline{\boldsymbol{X}}_1 \tag{3}$$

Wektor wypadkowy $\boldsymbol{\Delta}$ wyraża przemieszczenie wzajemne początków układów po sprowadzeniu drugiego do równoległości osi i izometrii z układem wtórnym. Zgodnie z (2), wektor $\boldsymbol{\Delta}$ może być złożeniem dwóch wektorów wzajemnie zależnych w tym sensie, że jeśli założymy dowolne przesunięcie $\boldsymbol{\Delta}_1$ układu pierwotnego, to dla określonego przesunięcia wypadkowego $\boldsymbol{\Delta}$, przesunięcie układu wtórnego $\boldsymbol{\Delta}_2$ będzie wynikać ściśle z powołanej zależności.

Formuła (1) lub (3) jako model transformacji konforemnej charakteryzuje się tym, że macierz $\boldsymbol{S}$ jest macierzą ortonormalną, czyli spełniającą warunek:

$$\boldsymbol{S}^T \cdot \boldsymbol{S} = \boldsymbol{I} \text{ (macierz jednostkowa)}, \quad \boldsymbol{S}^{-1} = \boldsymbol{S}^T \tag{4}$$

Jeśli w ogólności macierz $\boldsymbol{S} = [s_{ij}]_{(3\times3)}$ ma 9 elementów to zgodnie z (2) elementy te spełniają 6 warunków ortonormalności (jednostkowe długości i prostopadłości wektorów wierszowych lub kolumnowych macierzy):

$$\begin{aligned}
&s_{11}^2 + s_{12}^2 + s_{13}^2 = 1\\
&s_{21}^2 + s_{22}^2 + s_{23}^2 = 1\\
&s_{31}^2 + s_{32}^2 + s_{33}^2 = 1\\
&s_{11} \cdot s_{21} + s_{12} \cdot s_{22} + s_{13} \cdot s_{23} = 0\\
&s_{11} \cdot s_{31} + s_{12} \cdot s_{32} + s_{13} \cdot s_{33} = 0\\
&s_{21} \cdot s_{31} + s_{22} \cdot s_{32} + s_{23} \cdot s_{33} = 0
\end{aligned} \tag{5}$$

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 użytym 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:

$$\underline{\boldsymbol{Xs}}_1 = [Xs_1,\ Ys_1,\ Zs_1]^T,\ \underline{\boldsymbol{Xs}}_2 = [Xs_2,\ Ys_2,\ Zs_2]^T \tag{6}$$

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:

$$\underline{\boldsymbol{X}}_2 - \underline{\boldsymbol{Xs}}_2 = m \cdot \boldsymbol{S} \cdot (\underline{\boldsymbol{X}}_1 - \underline{\boldsymbol{Xs}}_1) \tag{7}$$

z której wynika, że parametry przesunięcia w tej postaci są wyznaczane 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 $\boldsymbol{C}$ przez podstawienie w (7):

$$\boldsymbol{I} + \boldsymbol{C} = m \cdot \boldsymbol{S} \quad \text{lub} \quad \boldsymbol{C} = m \cdot [\boldsymbol{S} - (1/m) \cdot \boldsymbol{I}] \tag{8}$$

Stąd otrzymujemy formułę różnicową transformacji, adekwatną dla określonego obszaru, reprezentowanego przez środki (6):

$$\underline{\boldsymbol{X}}_2 = \underline{\boldsymbol{X}}_1 + \boldsymbol{\delta} + \boldsymbol{C} \cdot \underline{\boldsymbol{\Delta X}} \tag{9}$$

gdzie:

$$\boldsymbol{\delta} = \underline{\boldsymbol{Xs}}_2 - \underline{\boldsymbol{Xs}}_1 \tag{10}$$

wektor różnic współrzędnych środków ciężkości (mierzy średnie przesunięcie wzajemne układów),

$$\underline{\boldsymbol{\Delta X}} = \underline{\boldsymbol{X}}_1 - \underline{\boldsymbol{Xs}}_1 \tag{11}$$

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:

$$\underline{X}_2 = \underline{X}_1 + \Delta + C \cdot \underline{X}_1 \tag{12}$$

gdzie parametr przesunięcia Δ ma interpretację taką jak we wzorze (3).

2.3. Estymowane parametry i formuły numeryczne transformacji PL-ETRF89 <=> 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

TRANSFORMACJA: PL-ETRF89 ⇒ PL-ETRF2000

Formuła różnicowa

```
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;
```

Formuła dla transformacji globalnych

```
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
```

TRANSFORMACJA ODWROTNA: PL-ETRF2000 ⇒ PL-ETRF89

Formuła różnicowa

```
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;
```

Formuła dla transformacji globalnych

```
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
```

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:

sX= 0.011m, sY= 0.008m sZ= 0.013m

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 $(XYZ)_{PL\text{-}ETRF89}$ oraz $(XYZ)_{PL\text{-}ETRF2000}$ na odpowiadające współrzędne geodezyjne $(BLH)_{PL\text{-}ETRF89}$ i $(BLH)_{PL\text{-}ETRF2000}$ 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 xy92 (według definicji PL-1992) wyznaczonymi niezależnie w układach odniesienia PL-ETRF89 i PL-ETRF2000 zachodzą następujące przybliżone zależności liniowe:

```
x92(2) = x92(1) + dx
y92(2) = y92(1) + dy

dx=(0.0017)+(-0.00000004052)·p + (-0.00000001992)·q
dy=(-0.0218)+(0.00000001992)·p + (-0.00000004052)·q
```

gdzie:

```
p = x92-478097,     q = y92-523344   [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 **(0.001m,-0.022m)** ale w całym obszarze Polski różnice współrzędnych płaskich mogą się zmieniać w następujących przedziałach:

```
dx:    < -0.044m ,  0.029m >
dy:    < -0.051m ,  0.020m >
```

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:

```
Hel(2)= Hel(1)+ dH
dH=(-0.0661)+(0.00000006575)·p + (-0.00000004170)·q
```

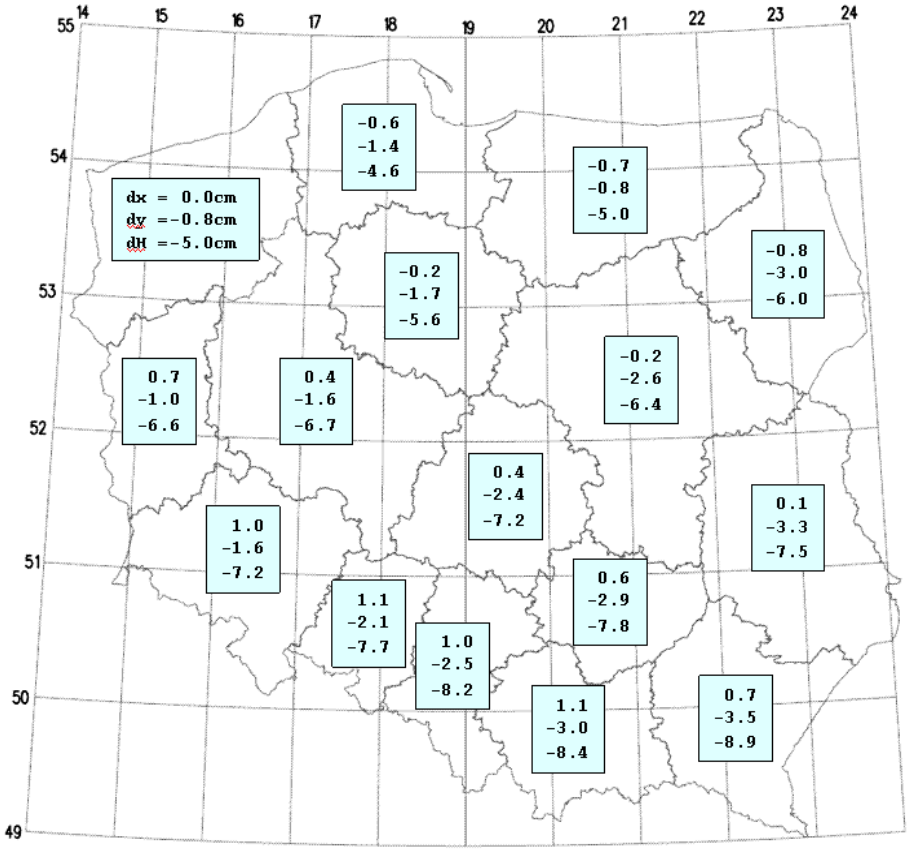
(**p, q** oznaczone jak powyżej w układzie PL-1992 w zaokrągleniu do metra)

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:

dH: < -0.128m , -0.005m >

(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.gow.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. Wytyczne 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 – Pogram 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.gow.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 ocena 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 occured. 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

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (4/15), październik-grudzień 2015, s. 195-200

Peter KAPALO[1]
Anna SEDLAKOVA[2]
Orest VOZNYAK[3]
Ladislav TAZKY[4]

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 Ťažký, 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 Gemersky 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 m^3 and total floor space is 140 m^2. 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.

$$n = \frac{3\,600 \sum (i_{lv} \cdot l) \cdot B \cdot M}{V_b} \quad (1/h) \qquad (1)$$

where: i_{lv} - coefficient of length of the joints air permeability [$m^2/(s.Pa^{0,67})$]
l - length of the joints [m]
B - characteristic of building number [-]
M - characteristic of room number [-]
V_b - building volume [m^3]

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.

$$q_V = \frac{q_H}{C_{IDA} - C_{SUP}} \ [m^3/s] \tag{2}$$

where: q_V - air flow rate required for room ventilation, [m^3/s],
q_H - carbon dioxide emissions from the human source, [g/s],
C_{IDA} - carbon dioxide concentration in indoor air at time t, [g/m^3],
C_{SUP} - carbon dioxide concentration in supply air at time t, [g/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].

$$C_{IDA} = C_{SUP} + \frac{q_H}{q_V} \cdot \left\{ 1 - \exp\left[\left(\frac{-q_V}{V_M} \right) \cdot t \right] \right\} \tag{3}$$

where: C_{IDA} - carbon dioxide concentration in indoor air at time t, [g/m^3],
C_{SUP} - carbon dioxide concentration in supply air at time t, [g/m^3],
q_H - carbon dioxide emissions from the human source, [g/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.

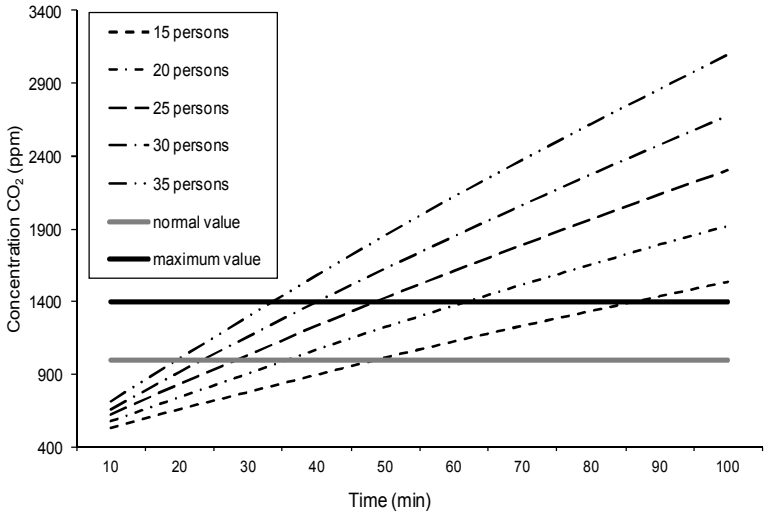


Fig. 2. The concentration of carbon dioxide
Rys. 2. Stężenie dwutlenku węgla

The calculated ventilation rate, based on the measured CO_2 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: CO_2-Measurement during Ventilation. Dräger Medizintechnik 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 environmentál assessements 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

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

Budowanych jest coraz więcej kościołów parafialnych. Wznosząc te obiekty należy przestrzegać wymogi dotyczące jakość 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

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (4/15), październik-grudzień 2015, s. 201-210

Peter KAPALO[1]
Orest VOZNYAK[2]

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 $n = 6 - 15\,\mathrm{min}^{-1}$ and period T = 4 -10 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_2concentration can be mathematically represented by the following formula:

$$C_{IDA} = C_{SUP} + \frac{q_m}{q_v} \cdot \left(1 - \exp\left(\frac{-q_v}{V_M} \cdot t \right) \right) \qquad [\mathrm{mg/m^3}] \qquad (1)$$

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 l/h, which corre-

sponds to the obtained ventilation intensity due to infiltration in the office. Calculated changes of CO_2 concentration correspond to the actual measured value.

The concentration of CO_2 in outdoor air in our case amounted to 380 ppm. The initial concentration of CO_2 in the beginning of measurements was 380 ppm. If the desired level of CO_2 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 CO_2, 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.

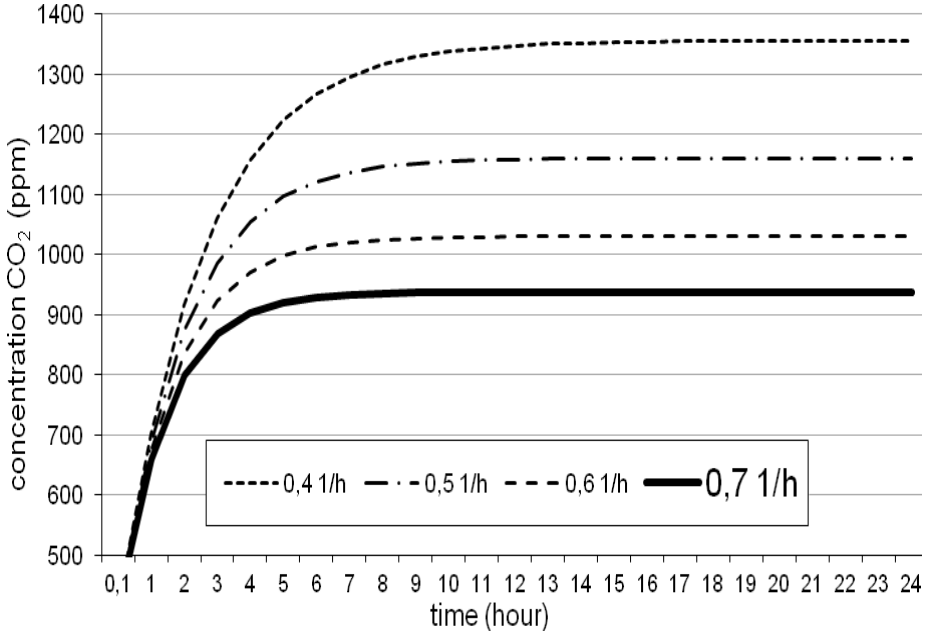


Fig. 1. Changes in the concentration of CO_2 at different intensity of ventilation - work in a sitting position

Rys. 1. Zmiany stężenia CO_2 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 $\mathbf{X_A}$ in case of constant motion (without using pulse mode) determines from the formula of calculation of the axial velocity $\mathbf{V_o}$ is known.

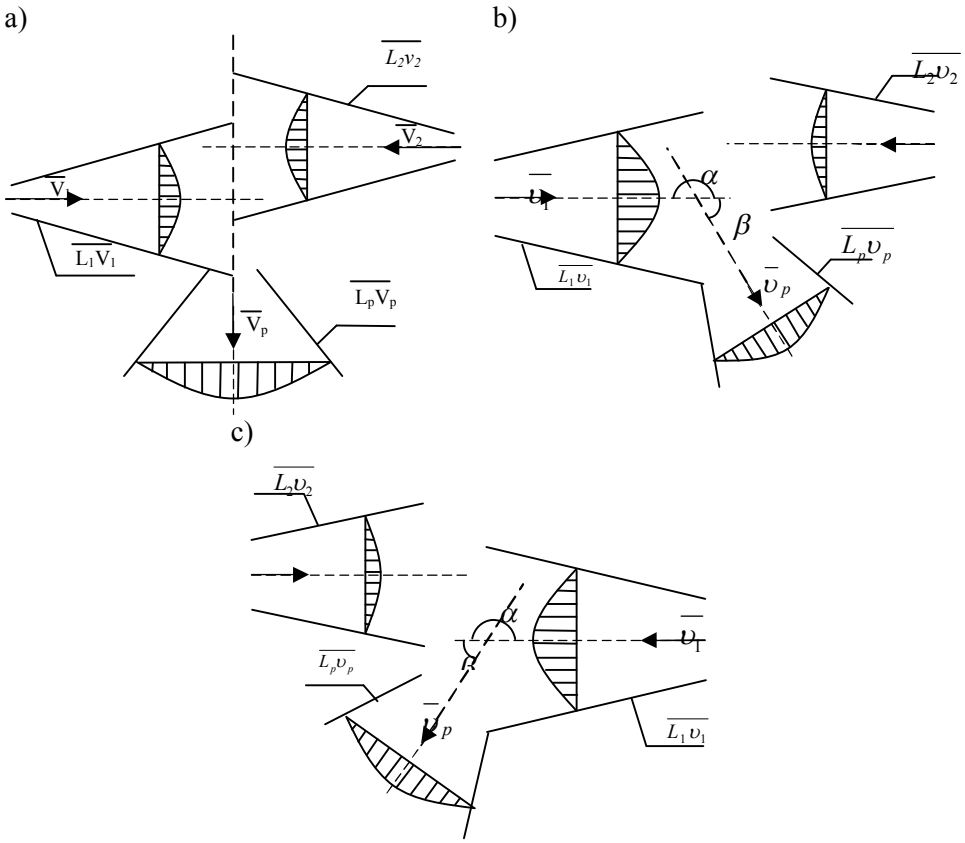


Fig. 2. Scheme of interaction of counter non coaxial flat air jets: a) $L_1 = L_2$; b) $L_1 > L_2$; c) $L_1 < L_2$

Rys. 2. Schemat interakcji w łączniku z nieosiowymi 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}

$$V_0 = \overline{V_0} + A \cdot \cos \omega t \tag{2}$$

where $\overline{V_0}$ - 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 $\overline{V_0}$, A and ω can be determined from the formulas:

$$\overline{V_0} = 0{,}5 \cdot \left(V_{0_{max}} + V_{0_{min}}\right) \tag{3}$$

$$A = 0{,}5 \cdot \left(V_{0_{max}} - V_{0_{min}}\right) \tag{4}$$

$$\omega = \frac{2\pi}{T} \tag{5}$$

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.

$$V_x = \overline{V_x} + B \cdot cos\left(\frac{2\pi}{T}t - \varphi\right) \tag{6}$$

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:

$$\overline{V_x} = 0{,}5 \cdot \left(V_{x_{max}} + V_{x_{min}}\right) \tag{7}$$

$$B = 0{,}5 \cdot \left(V_{x_{max}} - V_{x_{min}}\right) \tag{8}$$

After that we obtain:

$$\overline{V_x} + B \cdot \cos\left(\omega t - \varphi\right) = \overline{V_0}\,\frac{m\sqrt{F_0}}{x} + A\,\frac{m\sqrt{F_0}}{x} \cdot \cos \omega t \tag{9}$$

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).

$$\overline{V_x} = \overline{V_0}\,\frac{m\sqrt{F_0}}{x} \tag{10}$$

Taking into consideration (9), (10) we have:

$$B \cdot \cos\left(2\pi \frac{t}{T} - \varphi\right) = A \frac{m\sqrt{F_0}}{x} \cdot \cos 2\pi \frac{t}{T} \tag{11},$$

from where we determine amplitude B:

$$B = A \frac{m\sqrt{F_0}}{x} \cdot \frac{\cos 2\pi\, t/T}{\cos(2\pi\, t/T - \varphi)} \tag{12}$$

Air flow rate in pulsing mode (figure 3):

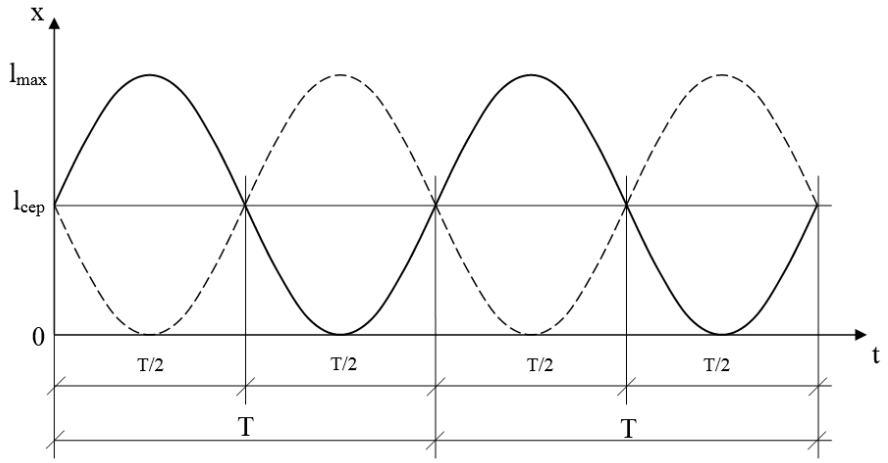


Fig. 3. Periodical change both of air flow rate and CO_2 concentration in the room

Rys. 3. Cykliczna zmiana zarówno wskaźnika przepływu powietrza jak i stężenia CO_2 w pomieszczeniu

$$q_0 = \bar{q} + A_1 \sin \omega t \tag{13}$$

Concentration of CO_2 in the supply air for time t [mg/m^3] in pulsing mode:

$$C_{SUP} = \bar{C} + A_2 \sin \omega t \tag{14}$$

Concentration of CO_2 in the air in a room for time t [mg/m^3] in pulsing mode:

$$C_{IDA} = \bar{C} + A_2 \sin \omega t + \frac{q_{ms}}{\bar{q} + A_1 \sin \omega t}\left(1 - \exp \frac{\bar{q} + A_1 \sin \omega t}{V_M}\right) \tag{15}$$

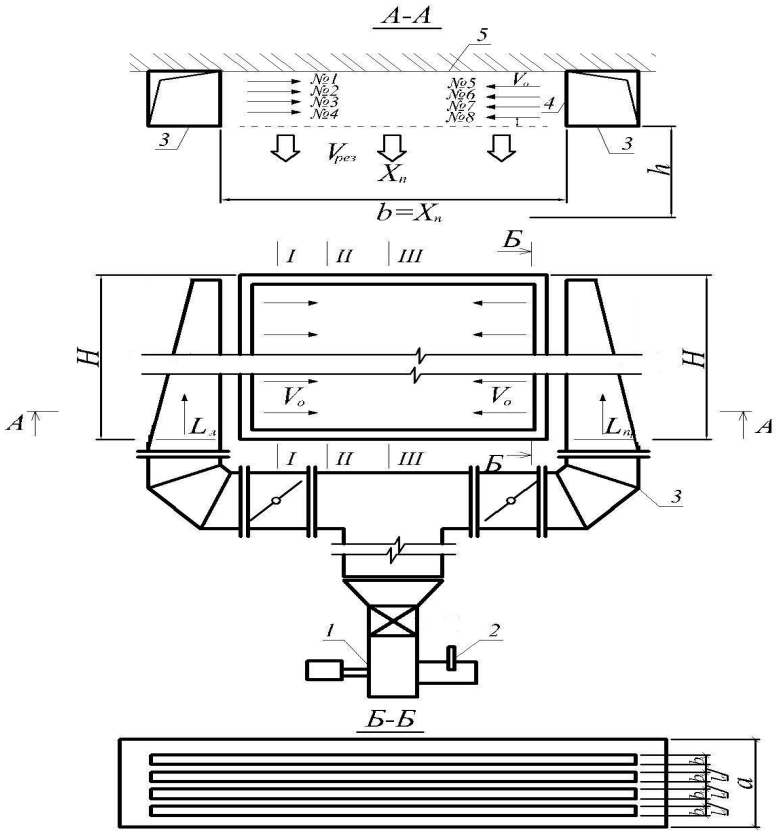


Fig. 4. Scheme of experimental installation, where: 1 – radial fan; 2 – damper; 3 – air pipe with size a x b = 350 x 350mm; 4 –air distribution devices with width by b_o = 20 mm; 5 – base; h – running distance

Rys. 4. Schemat eksperymentalnej instalacji, gdzie: 1 – wentylator promieniowy; 2 – zasuwa; 3 – przewód wentylacyjny o przekroju a x b = 350 x 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 m^3/ h.

Air velocity have been measured by thermal electrical anemometr testo-405 at using coordinate device with net of points 5x5 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 180^0 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 energooshchadnist – 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 «Motoryzacja 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

S t r e s z c z e n e

W artykule rozpatrywano rozprowadzanie 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

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (4/15), październik-grudzień 2015, s. 211-217

Janusz KOGUT[1]
Lidia BUDA-OŻÓG[2]
Wanda KOKOSZKA[3]
Izabela SKRZYPCZAK[4]

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 nośności. Modernizacje każdego obiektu inżynierskiego wymagają od osób biorących w nich udział rozwagi 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 wzmacnianych obiektów. W artykule przedstawiono problemy projektowania i realizacji wzmocnień na przykładzie remontu mostu drogowego przez rzekę Jasiołkę w województwie podkarpackim. Dla wzmacnianego 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 unaoczniła problemy związane z projektowaniem i realizacją tego typu prac dla żelbetowych płytowo-belkowych obiektów mostowych.

Słowa kluczowe: projektowanie, wzmacnianie, 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.

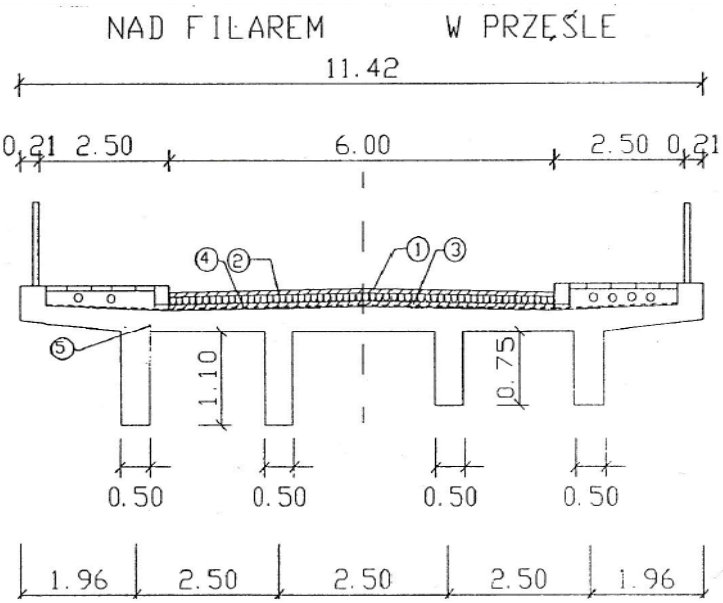
2. Określenie parametrów projektowych mostu

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 szczątkowa 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

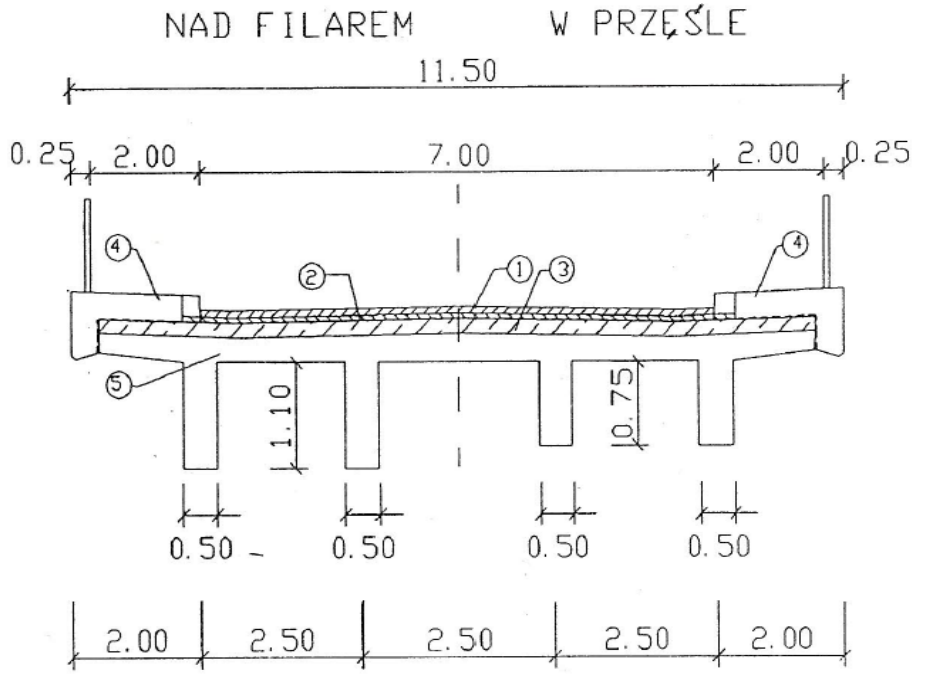
2.2. Przebieg próbnego obciążenia

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 wynikła 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 podwieszeń 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 żużlowego oraz dwóch przewodów Ø 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 nastręczając większych trudności, z wyjątkiem jednej. Była nią niemożność oczyszczenia szczelin dylatacyjnych między poprzecznicami końcowymi i ściankami nisz łożyskowych przyczółków, spowodowana wysokimi temperaturami. Szerokość szczelin wynosiła 5 cm.

Wznowione prace po przerwie zimowej na drugiej połowie obiektu wydawały się ze względu na ich powtarzalność, że będą bardzo łatwe. Rozpoczęto od oczyszczenia pompą wodną szczelin między poprzecznicami 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 rozwartości 0.2 do 0.4 mm, niestwierdzone 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 skręcające 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 umożliwia 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 skręcanie jako czynnik powodujący wytężenie konstrukcji jest często traktowany w projektowaniu marginalnie. Zastosowanie zbrojenia ze względu na skręcanie 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 wzmacnianych 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] Czerski 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 wzmacnianie 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

S u m m a r y

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 strengthed 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

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (4/15), październik-grudzień 2015, s. 219-238

Tomasz KOZŁOWSKI[1]
Robert SZULAR[2]

KSZTAŁTOWANIE WYSOKOŚCIOWYCH BUDYNKÓW MIESZKALNYCH NA PRZYKŁADZIE ZESPOŁU OLSZYNKI 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. Olszynki 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 został 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 Architekci, 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 uzytkowej 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 tez fakt, że europejskie metropolie są mniejsze niż ich północnoamerykańskie i azjatyckie odpowiedniki, co powoduje, że część czynników determinujących powstawanie obiektów wysokościowych po prostu w Europie nie występuje lub występują 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]

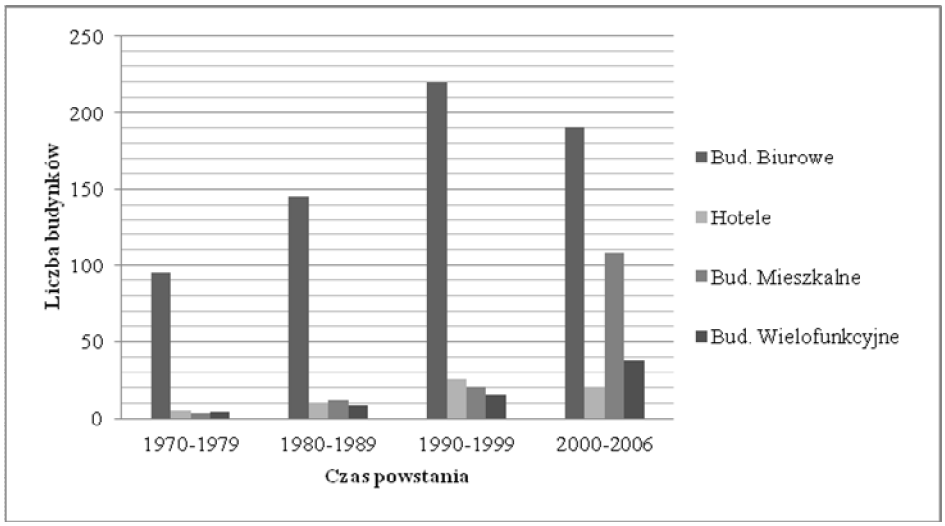
- *niskie* - budynki, których wysokość nie przekracza 12 metrów,
- *średniowysokie* - budynki o wysokości w granicach od 12 do 25 metrów,
- *wysokie* - budynki o wysokości w granicach od 25 do 55 metrów,
- *wysokościowe* - budynki, których wysokość przekracza 55 metrów.

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. Weinfelda 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 wizytówek 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 Grzybowskim. 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. Jedynie 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 okolejnych 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 wchodzą 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

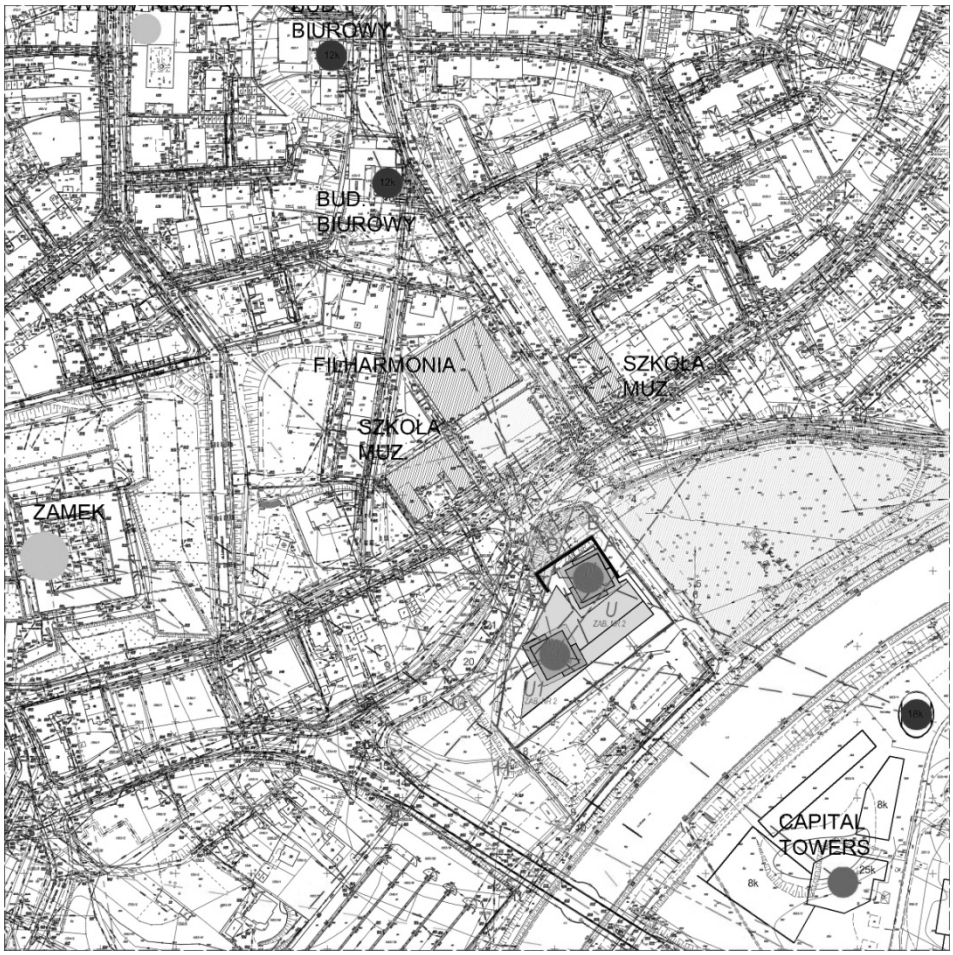
Table 2. Building characteristics

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 przedstawiają 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 sprawy 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 stanowić będą symboliczną „bramę" do współczesnego, innowacyjnego miasta za jakie chce być uważany Rzeszów.



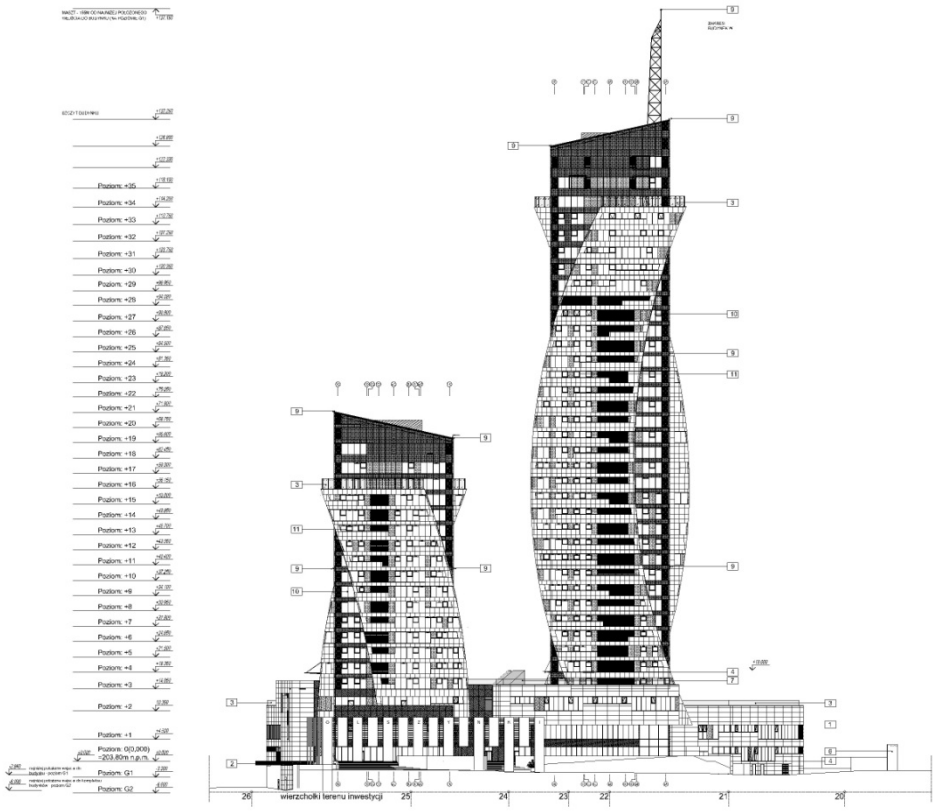
Rys. 2. Analizy architektoniczno-urbanistycznej

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 Grotowskiego. 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 przekątniowym, 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 najwięcej 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, zieleń 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 29-35m^2
- dwupokojowe - 26 m. o pow. od 38-46 m^2
- trzypokojowe - 46 m. o pow. od 48-65 m^2
- czteropokojowe i większe - 24 m. o pow. od 66 do 248 m^2

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 30-34m^2
- dwupokojowe - 11 m. o pow. od 40-47 m^2
- trzypokojowe - 50 m. o pow. od 48-75 m^2
- czteropokojowe i większe - 82 m. o pow. od 64 do 145 m^2

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 przedsionkiem 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 użytkowania 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 możliwości nasłonecznia 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. Dodatkowe utrudnienie stanowił fakt zmiennej geometrii budynku, co powoduje zmienny, na każdej kondygnacji inny, obrysu 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 m^2, 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 m^2 [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 odstraszają jednak inwestorów chętnych wznosić kolejne współczesne wieże mieszalne. Obserwując rodzimy rynek nieruchomości można stwierdzić ogólnopolski trend w tym zakresie. Inwestorzy odpowiadając na rosnące zainteresowanie mieszkaniami 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 nieznane, 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

S u m m a r y

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

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (4/15), październik-grudzień 2015, s. 239-250

Wiesław KUBISZYN[1]

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. Poznańska 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 oddziaływujące 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 kąpieli),
- 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].

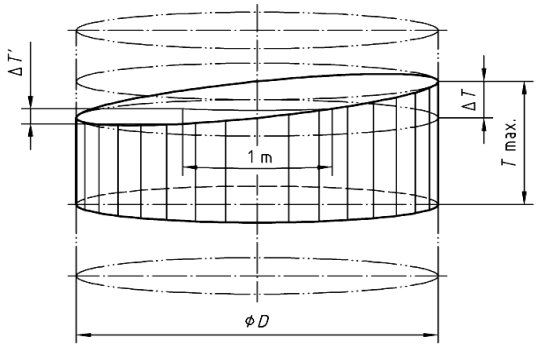
Innym ważnym zagadnieniem związanym z projektowaniem przewodów spalinowych ze stali nierdzewnej jest prawidłowe ukształtowanie i wykonawstwo styków segmentów. Taki przykładowy styk pokazano na rys. 3. – szczegół B. Istotny tutaj jest właściwy dobór rodzaju śrub – gatunku stali dostosowanej do gatunku 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 kołnierz 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 uwzględniać przy projektowaniu tych stalowych przewodów spalinowych. Określenie wielkości różnicy temperatury oddziaływującej 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).

$$\Delta T = 0{,}1T_{max}, \text{ lecz nie mniej niż } \Delta T_{min} = 15K; \quad (1)$$

$$\Delta T = \Delta T' \frac{\pi}{2} D; \quad (2)$$



Rys. 2. Liniowa różnica temperatur według PN-EN 13084-6 [5]

Fig. 2. Linear temperature difference by PN-EN 13084-6 [5]

$$\Delta T' = 4\frac{T_{max}}{150}, \text{ lecz nie mniej niż } \Delta T' = \text{ K/m,} \quad (3)$$

gdzie: T_{max} jest maksymalną obliczeniowa temperaturą spalin wyrażoną w [°C];
D jest średnicą przewodu spalinowego określaną w [m]
ΔT' 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 $T_{max} = 200^0$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 naddatek korozyjny wewnętrzny C_{int} = 0,25 x 30/10 = 0,75 mm. Przyjęta wyjściowa nominalna grubość ścianki przewodu spalinowego (rys. 3.) t_{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 oddziaływującej na przewód według PN-EN 13084 – 6 [5]
$\Delta T = 0{,}1 T_{max}$, lecz nie mniej niż ΔT_{min} = 15K;
$\Delta T = 0{,}1 \times 200 = 20$ K $> \Delta T_{min} = 15$K;

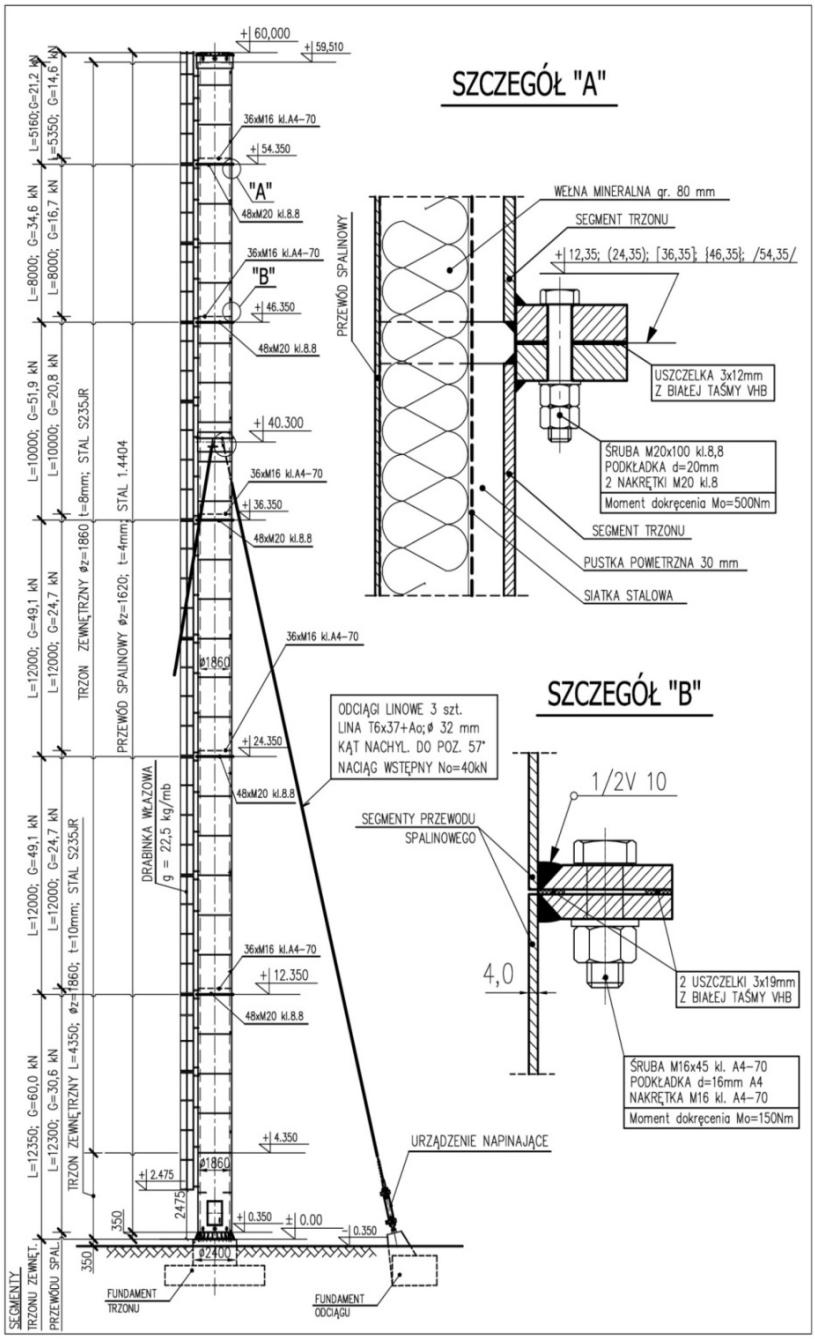
$$\Delta T = \Delta T' \frac{\pi}{2} D; \qquad \Delta T' = 4\frac{T_{max}}{150}, \text{ lecz nie mniej niż } \Delta T' = 4 \text{ K/m}$$

$$\Delta T' = 4\frac{200}{150} = 5{,}33 K/m > \Delta T' = 4 K/m$$

$$\Delta T = 5{,}33 \cdot \frac{\pi}{2} \cdot 1{,}62 = 13{,}6 \text{ K}$$

Wobec powyższych wartości przyjęto różnicę temperatur ΔT = 13,6 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

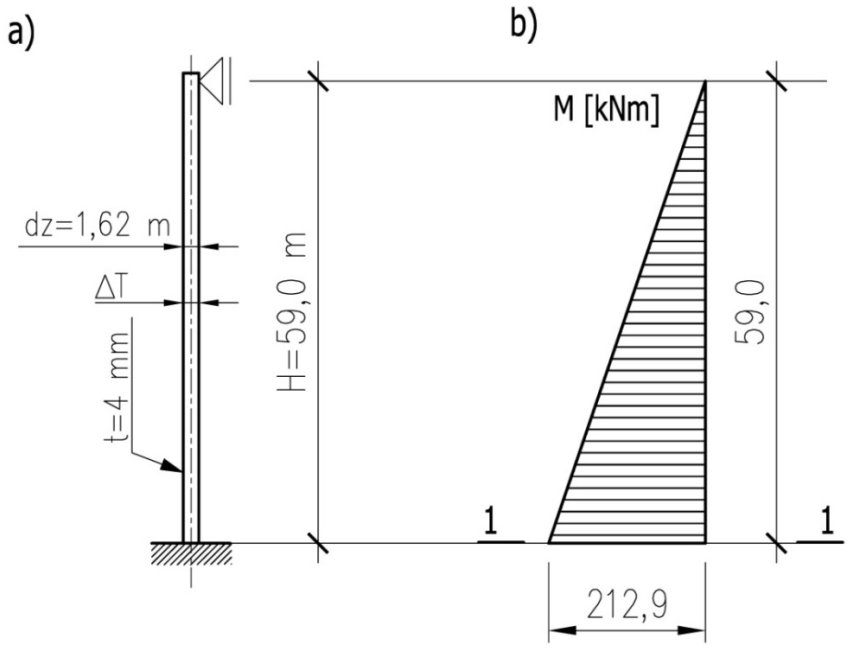
Wartości momentów zginających od różnicy temperatur w utwierdzeniu (rys. 4b)

$$M_1 = \frac{3}{2} \cdot \frac{\alpha_t \cdot \Delta T \cdot E \cdot I_1}{d_z}$$

$$I_1 = \frac{\pi}{64}(d_z^4 - d_w^4) = \frac{\pi}{64}(1620^4 - 1613{,}5^4) =$$ 5,394 x 10^9 mm^4

Momenty w utwierdzeniu przy grubości ścianki t_1 = 3,25 mm:

$$M_1 = \frac{3}{2} \cdot \frac{16{,}5 \cdot 10^{-6} \cdot 13{,}6 \cdot 1{,}90 \cdot 10^5 \cdot 5{,}394 \cdot 10^9}{1620} = 212{,}9 \cdot 10^6$$ 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) statical tubular beam system, b) bending moment in the liner

Wartości obliczeniowe sił wewnętrznych w rozpatrywanym przekroju 1 – 1

Momenty zginające:

$M_{k,1} = 212{,}9\ kNm;$ $M_{d,1} = M_{k,1} \cdot \gamma_Q = 212{,}9 \cdot 1{,}50 = 319{,}4\ kNm$

Siły osiowe:

Wartość sił osiowych przyjęto konserwatywnie bez odejmowania ubytków korozyjnych.

$N_{k,1} = 132{,}1\ kN;$ $N_{d,1} = N_{k,1} \cdot \gamma_G = 132{,}1 \cdot 1{,}35 = 178\ kN$

$N_{k,1} = 132{,}1\ kN;$ $N_{d,1,min} = N_{k,1} \cdot \gamma_{G,min} = 132{,}1 \cdot 0{,}9 = 119\ kN$

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:

$d_1 = b_c = 1620\ mm$ – średnica zewnętrzna przewodu,

$r_1 = \frac{b_c}{2} = 810\ mm$ – promień zewnętrzny przewodu,

$$r_{m,1} = \frac{b_c - t_1}{2} = \frac{1620 - 3{,}25}{2} = 808{,}375\ mm$$

$$\sigma_{x,c} = \frac{N_{d,1}}{2\pi \cdot r_{m,1} \cdot t_2} + \frac{M_{d,1}}{\pi \cdot (r_{m,1})^2 \cdot t_1}$$

$$\sigma_{x,c} = \frac{178 \cdot 10^3}{2\pi \cdot 808{,}4 \cdot 3{,}25} + \frac{319{,}4 \cdot 10^6}{\pi \cdot (808{,}4)^2 \cdot 3{,}25} = 58{,}7\,\frac{N}{mm^2}$$

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 $\Delta_{wk} = \frac{1}{Q_x} \cdot \sqrt{r_{m,1} \cdot t_1}$

$$\Delta_{wk} = \frac{1}{16} \cdot \sqrt{808,4 \cdot 3,25} = 3,204\ mm$$

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:

$$\lambda_{ox} = 0,20 + 0,10 \cdot \left(\frac{|\sigma_{x,c}|}{|\sigma_{x,c}|}\right) = 0,20 + 0,10 \cdot \left(\frac{|-40,7|}{|58,7|}\right) = 0,269$$

$$\lambda_{px} = \sqrt{\frac{\alpha_x}{1 - \beta_x}} = \sqrt{\frac{0,216}{1 - 0,6}} = 0,735$$

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_t= 1620 mm – średnica zewnętrzna przewodu,

b_w 1613,5 mm – średnica wewnętrzna przewodu,
r_1 810 mm – promień zewnętrzny przewodu,
l_{cr} 0,8 x 59 = 47,2 m – długość wyboczenia dla przyjętego schematu belki (pręta) jednostronnie utwierdzonej.

$$I_o = \frac{\pi}{64} \cdot (b_t^4 - b_w^4) = \frac{\pi}{64} \cdot ((162)^4 - (161{,}35)^4) = 539354\ cm^4$$

$$A = \frac{\pi}{4} \cdot (b_t^2 - b_w^2) = \frac{\pi}{4} \cdot ((162)^2 - (161{,}35)^2) = 165{,}1\ cm^2$$

$$i_o = \sqrt{\frac{I_o}{A}} = \sqrt{\frac{539354}{165{,}1}} = 57{,}16\ cm$$

$$\lambda_o = \frac{l_{cr}}{i_o} = \frac{4720}{57{,}13} = 82{,}57$$

$$\lambda_1 = 93{,}9 \cdot \sqrt{\frac{235\ MPa}{f_y}} = 93{,}9 \cdot \sqrt{\frac{235}{137}} = 122{,}98$$

$$\lambda = \lambda_o \cdot \frac{\sqrt{\chi_x}}{\lambda_1} = 82{,}57 \cdot \frac{\sqrt{0{,}628}}{122{,}98} = 0{,}53$$

$\alpha = 0{,}49$ – parametr imperfekcji dla kształtowników rurowych spawanych.

$$\Phi = 0{,}5[1 + \alpha(\lambda - 0{,}4) + \lambda^2] = 0{,}5[1 + 0{,}49 \cdot (0{,}53 - 0{,}4) + 0{,}53^2] = 0{,}67$$

$$\chi_i = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda}} = \frac{1}{0{,}67 + \sqrt{0{,}67^2 - 0{,}53}} = 0{,}92$$

$$\sigma_{x,c\chi} = \frac{N_{d,1}}{\chi_i \cdot 2\pi \cdot r_{m,1} \cdot t_1} + \frac{M_{d,1}}{\pi \cdot r_{m,1}^2 \cdot t_1}$$

$$\sigma_{x,c\chi} = \frac{178 \cdot 10^3}{0{,}92 \cdot 2\pi \cdot 808{,}4 \cdot 3{,}25} + \frac{319{,}4 \cdot 10^6}{\pi \cdot (808{,}4)^2 \cdot 3{,}25} = 59{,}6 \frac{N}{mm^2}$$

Warunek stanu granicznego:

$$\sigma_{x,Rk} = \chi_x \cdot f_y = 0{,}624 \cdot 137 = 85{,}5 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{x,Rd} = \frac{\sigma_{x,Rk}}{\gamma_{M1}} = \frac{85{,}5}{1{,}1} = 77{,}7 \frac{N}{mm^2}$$

$$\frac{\sigma_{x,c\chi}}{\sigma_{x,Rd}} = \frac{59{,}6}{77{,}7} = 0{,}77 < 1{,}0$$

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 13084-1code 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

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (4/15), październik-grudzień 2015, s. 251-261

Anna KUCHARCZYK[1]

NOŚNOŚĆ ZAKOTWIENIA STALOWEGO MASZTU ANTENOWEGO W ISTNIEJĄCYCH ELEMENTACH BUDYNKU

W artykule przedstawiono problematykę połączenia – zakotwienia stalowego masztu antenowego w istniejących elementach żelbetowych budynku takich jak stropodach czy ściana. W procesie projektowania zakotwienia należy sprawdzić wiele warunków nośności takich jak nośność na zerwanie stali, na zniszczenie przez wyrywanie 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, wyrywanie, 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.

Maszty montowane są do istniejących elementów obiektów budowlanych (stropodachów, więźb 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 nośność 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 wyrywające 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 wyrywanie

Nośność obliczeniowa łączników kotwiących na wyrywanie składa się z wyznaczenia dla najbardziej niekorzystnie obciążonej kotwi według [10]:

- zniszczenia (zerwania) stali;
- zniszczenia poprzez wyrywanie stożka betonowego;
- zniszczenia poprzez rozłupanie betonu przy obciążeniu.

Nośność na zniszczenie (zerwanie) stali sprawdza się z warunku:

$$N_{Sd} \le \frac{N_{Rk,s}}{\gamma M_s} = N_{Rd,s} \tag{1}$$

gdzie: N_{Sd} – siła wyrywająca,
$N_{Rk,s}$ – 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}:

$$N_{Rk,s} = A_s \cdot f_{uk} \tag{2}$$

Nośność na zniszczenie poprzez wyrywanie stożka betonowego sprawdza się z warunku:

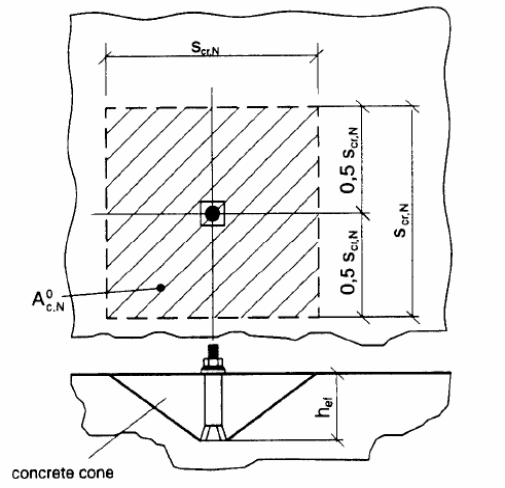
$$N_{Sd} \le \frac{N_{Rk,c}}{\gamma M_c} = N_{Rd,c} \tag{3}$$

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.

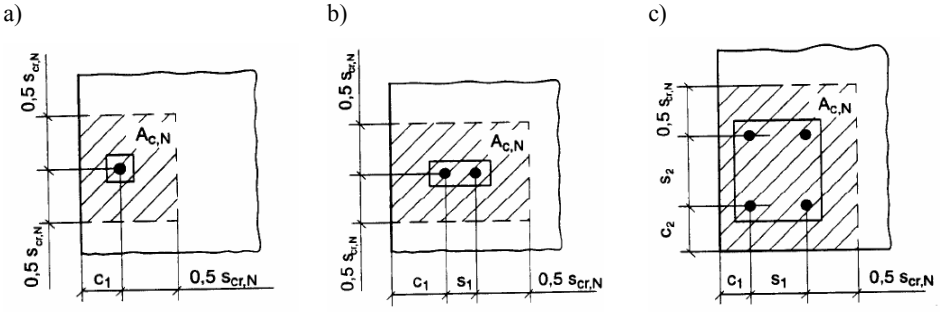
Wartość charakterystyczną nośności łącznika na zniszczenia wyznacza się ze wzoru:

$$N_{Rk,c} = N^0_{Rk,c} \cdot \frac{A_{c,N}}{A^0_{c,N}} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{cc,N} \tag{4}$$

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 rozciąganego 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:

$$N_{Rk,c}^{0} = k_1 \cdot \sqrt{f_{c,cube}} \cdot h_{ef}^{1,5} \tag{5}$$

gdzie: k_1 – współczynnik: dla betonu niezarysowanego przyjmuje się 10,1;
dla betonu zarysowanego 7,2.
$f_{c,cube}$ – wytrzymałość betonowej próbki sześciennej 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:

$$\psi_{s,N} = \min\left(1; 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}}\right) \leq 1,0 \tag{6}$$

b) $\psi_{re,N}$ – uwzględniający kruszenie się powłoki betonu i efekt wzmocnienia:

$$\psi_{\mathrm{re},N} = 0.5 + \frac{h_{ef}}{200} \leq 1,0 \tag{7}$$

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 rózne naprężenia od obciążeń działają na pojedyncze kotwy z grupy:

$$\psi_{\mathrm{ec},N} = \frac{1}{1+\dfrac{2e_N}{s_{cr,N}}} \le 1,0 \tag{8}$$

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:

$$N_{Rk,sp} = N^0_{Rk,cp}\frac{A_{c,N}}{A^0_{c,N}} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{h,\mathrm{sp}} \tag{9}$$

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:

$$\psi_{h,\mathrm{sp}} = \left(\frac{h}{h_{\min}} \right)^{2/3} \leq 1{,}5 \tag{10}$$

gdzie: h^{-} rzeczywista grubość elementu,
h_{min} – grubość elementu, dla której zostało wyznaczone $c_{cr,sp}$,
$h_{min} \leq 2\mathrm{h}_{\mathrm{ef}}$.

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 odłupanie 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:

$$V_{Rk,s} = A_s \cdot f_{uk} \tag{11}$$

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:

$$V_{Rk,s} = \frac{\alpha_M \cdot M_{Rk,s}}{\ell} \tag{12}$$

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 $M_{Rk,s}$:

$$M_{Rk,s} = M^0_{Rk,s} \cdot \left(1 - \frac{N_{sd}}{N_{Rd,s}}\right) \tag{13}$$

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.

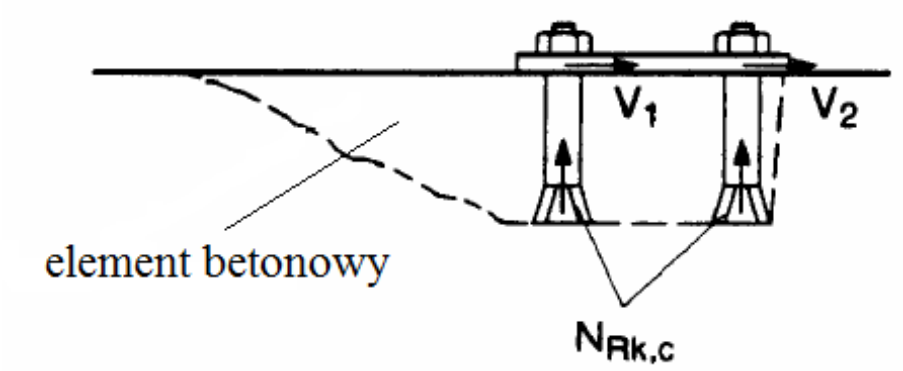
$$M^0_{Rk,s} = 1{,}2 \cdot W_{el} \cdot f_{uk} \tag{14}$$

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 obciążania**:

$$V_{Rk,cp} = k \cdot N_{Rk,c} \tag{15}$$

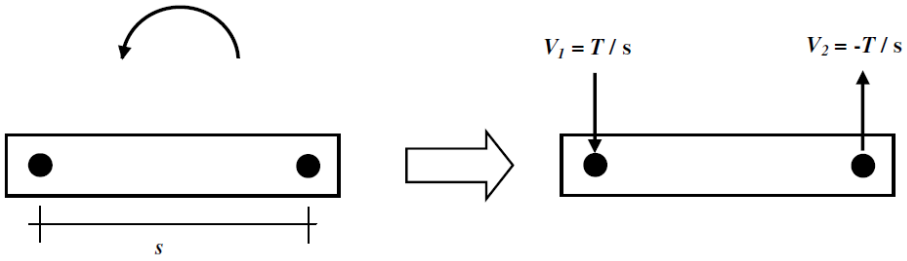
gdzie: k – współczynnik zależny od głębokości kotwienia h_{ef}
k = 1, gdy $h_{ef} < 60$mm
k = 2, gdy $h_{ef} \geq 60$mm



Rys. 5. Mechanizm zniszczenia betonu przez działanie siły po przeciwnej stronie przyłożenia obciążenia.

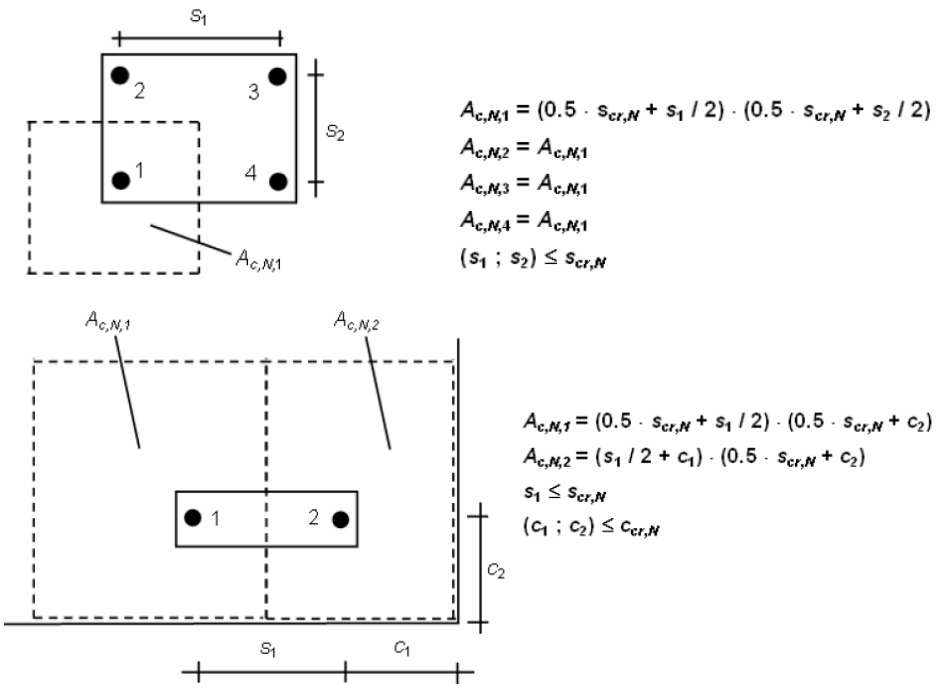
Fig. 5. Concrete pry-out failure on the side opposite to load direction.

W przypadku sił ścinających lub/i momentów skrętnych działających na grupę kotwi kierunki 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 obciążeń 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 wytężeniem z uwzględnieniem wyrywania i ścinania w granicach 55% [9]. Istniejące podłoże betonowe powinno spełniać warunki nośności na ścinanie i wyrywanie, 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.

S u m m a r y

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

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

Krzysztof KUCHTA[1]
Mariusz MAŚLAK[2]

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

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

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

1. Introduction

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

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

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

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

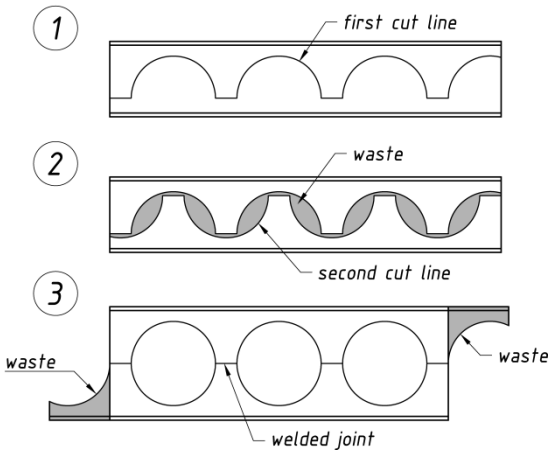


Fig. 1. Two-step cutting and manufacturing procedures of the steel cellular beams

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

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

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

2. Static model of a cellular beam

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

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

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

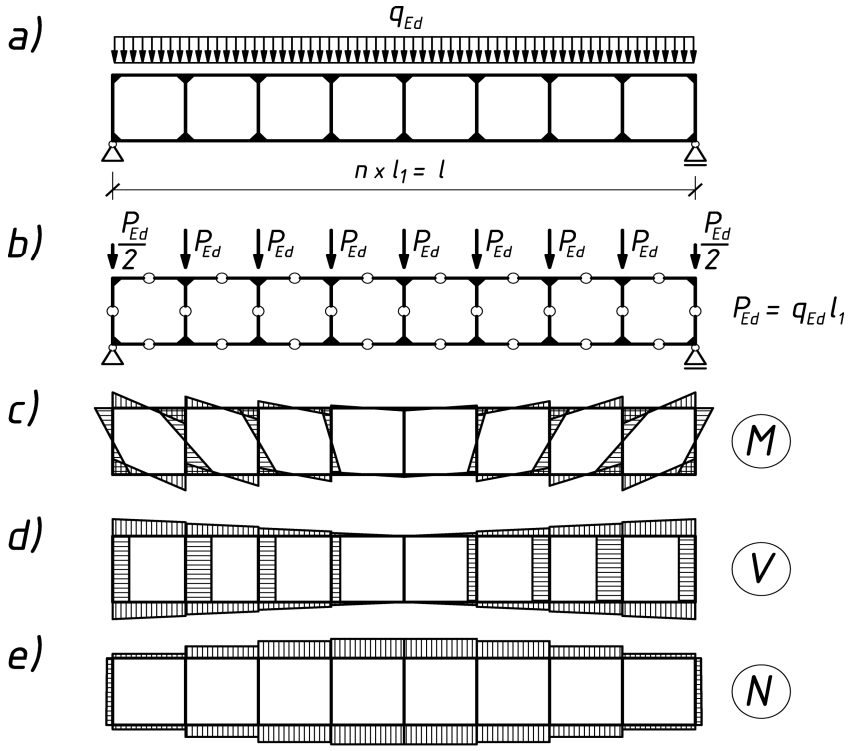


Fig. 2. Static systems generally used to model the behaviour of the beam with the web-openings: a) the classic system of Vierendeel beam, b) the simplified Vierendeel beam with the additional hinges, c) distribution of the bending moments, d) distribution of the transverse forces, e) distribution of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

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

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

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

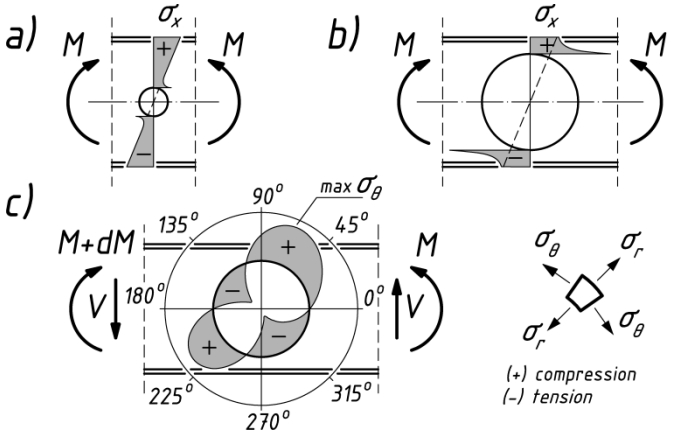


Fig. 3. Elastic stress distributions in beam-sections localized around the circular web-opening: a) normal stress σ_x distribution – the case of the beam pure bending and a small web-opening size according to [9], b) normal stress σ_x distribution – the case of the beam pure bending and a web-opening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

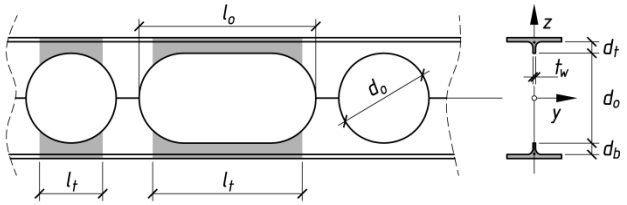
Rys. 3. Sprężysty rozkład naprężeń na przekroju belki zlokalizowanych około kolistego otworu w środniku: a) rozkład naprężeń normalnych σ_x - przypadek belki poddanej czystemu zginaniu i małej średnicy otworów w środniku według [9], b) rozkład naprężeń normalnych σ_x - przypadek belki poddanej czystemu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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

where:

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

4. Vierendeel bending and ultimate global bending resistance evaluation

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

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

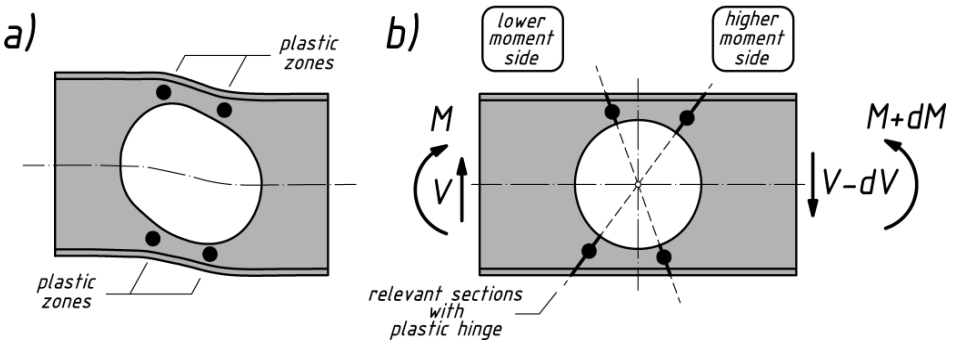


Fig. 4. Failure mode of a cellular beam when it is subjected to the M-V interaction: a) the four-hinged failure mechanism, b) location of the relevant plastic hinges

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

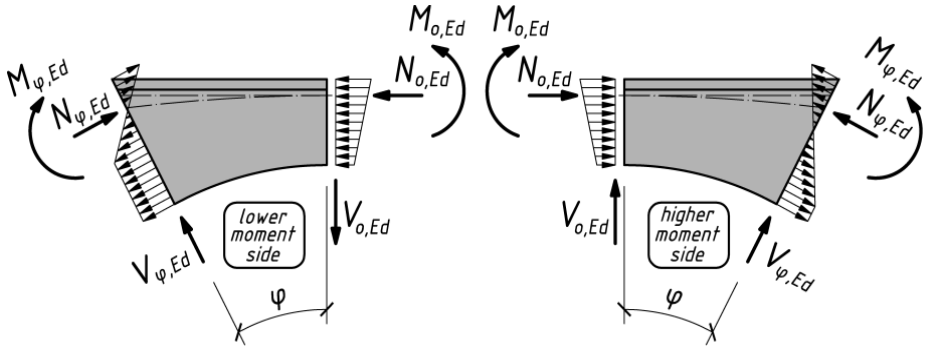


Fig. 5. Normal stress distributions at the relevant top critical tee-sections of the considered cellular beam (according to [14])

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

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

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

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

5. Shear resistance of cellular beams

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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



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

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

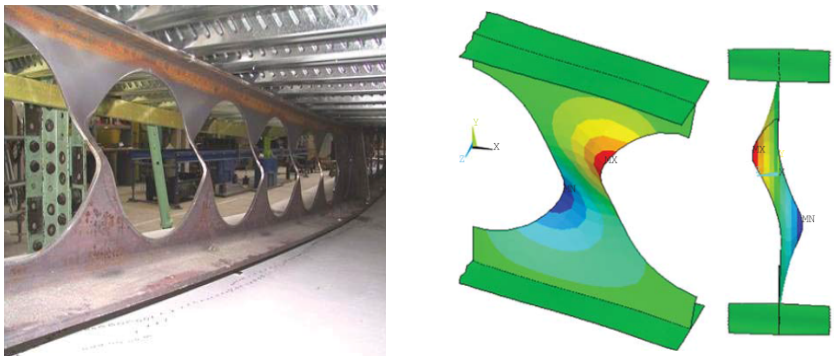
6. Buckling resistance of the beam web-post

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

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

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

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



a) b)

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

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

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

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

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

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

where:

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

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

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

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

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

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

7. Lateral - torsional buckling

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

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

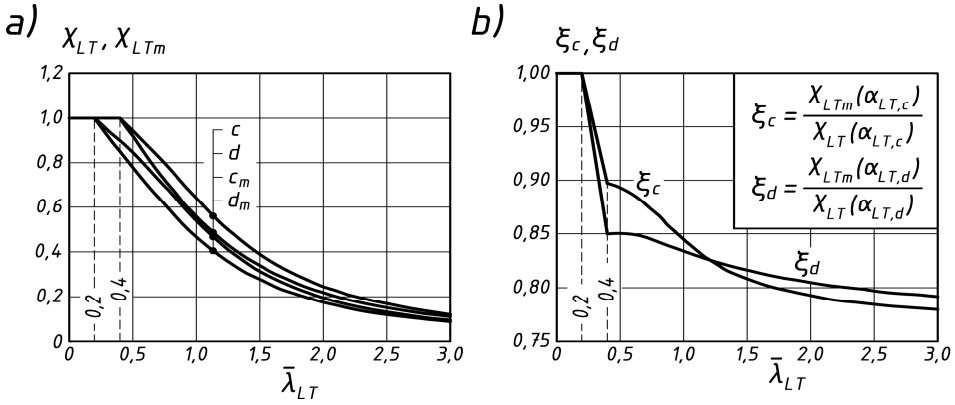


Fig. 8. Comparison of the lateral-buckling curves c_m and d_m proposed for the cellular beams with the appropriate curves specified in the standard [11] for the beams without web-openings: a) in the classic coordinate system, b) by using the comparative factors ξ_c and ξ_d

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

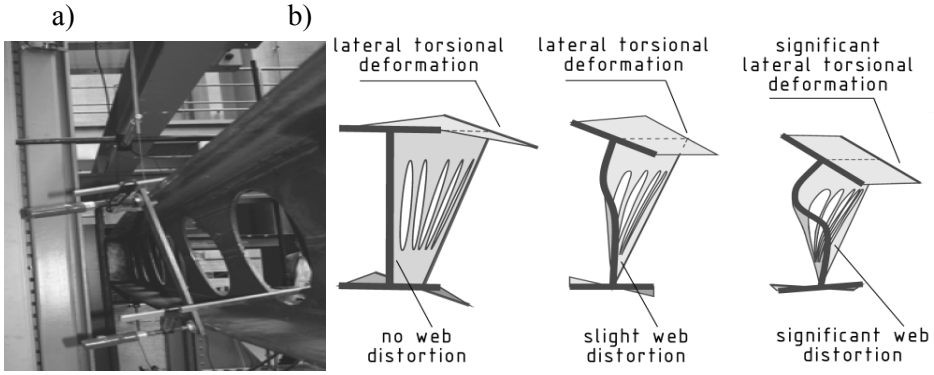


Fig. 9. Lateral-torsional buckling of a cellular beam: a) observed experimentally by Vassart with the team (the results of such the experiments are reported in detail in [18]), b) phases of a beam failure, subsequent deformation schemes: in the foreground – for the near-support section, in the background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

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

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

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

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

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

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

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

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

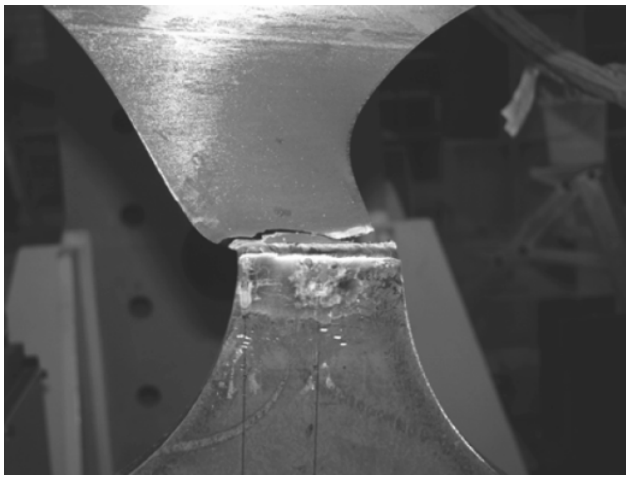


Fig. 10. Rupture of the weld in a web-post of a cellular beam (photo taken from the presentation [23] accessible in [25])

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

9. Summary

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

Bibliography

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

RODZAJE ZNISZCZENIA OKREŚLAJĄCE NOŚNOŚĆ I STATECZNOŚĆ STALOWYCH BELEK AŻUROWYCH

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

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

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

Przesłano do redakcji:26.05.2015
Przyjęto do druku:10.01.2016

DOI: 10.7862/rb.2015.194

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

Barbara MARKIEWICZ[1]
Leonard ZIEMIAŃSKI[2]

NUMERICAL MODAL ANALYSIS OF THE FRP COMPOSITE BEAM

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

Keywords: modal analysis, FEM modelling, FRP composite beam

1. Introduction

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

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

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

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

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

2. Description of the studied structure

2.1. Footbridges made of composites

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

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

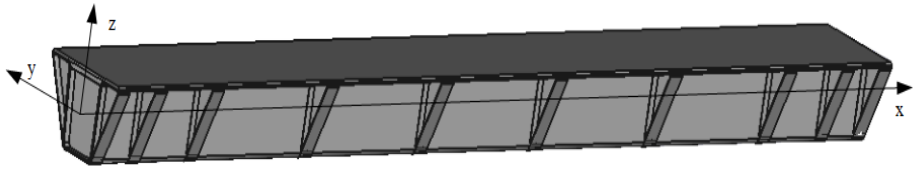


Fig. 1. The tested beam

Rys. 1. Badana belka

2.2. Description of the tested beam

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

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

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

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

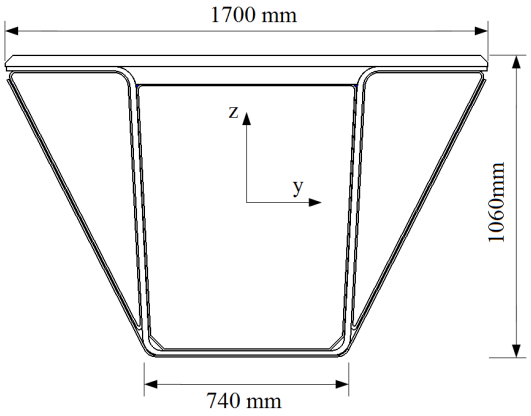


Fig. 2. Elements and dimensions of cross-section of the beam according to [1]

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

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

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

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

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

3. Modelling assumptions

3.1. Scheme of the modelling process

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

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

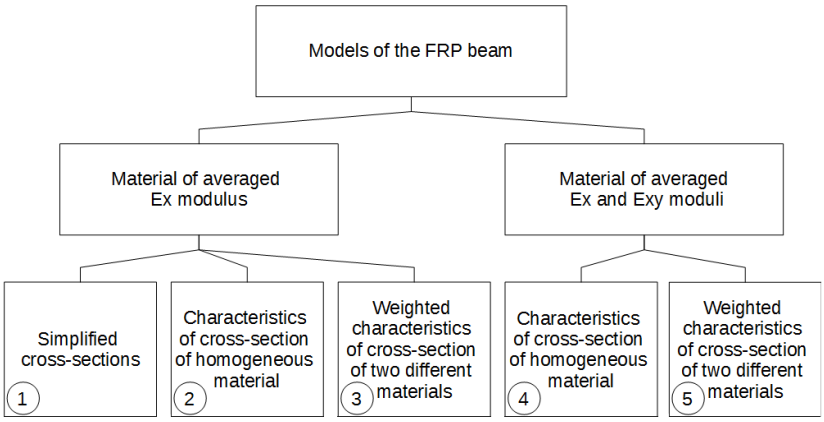


Fig. 3. Scheme of modelling process

Rys. 3. Schemat procesu modelowania

3.2. Material constants

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

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

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

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

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

3.3. Characteristics of the cross-section

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

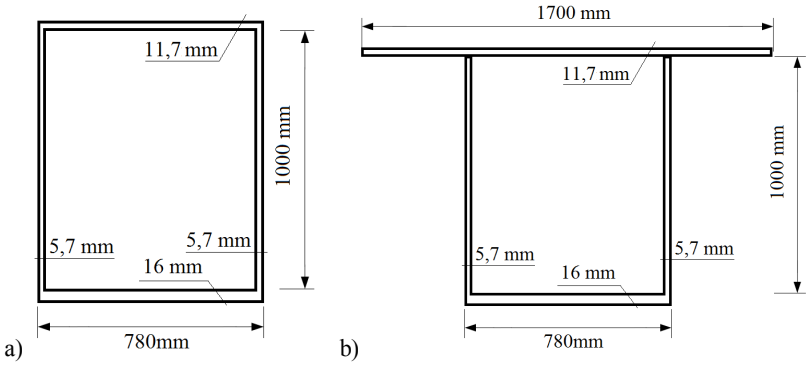


Fig. 4. Simplified cross-sections: a) box, b) c-profile closed with a plate

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

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

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

and for the stiffened segments:

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

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

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

and for the stiffened segments:

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

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

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

and for the stiffened segments:

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

4. Assumed models of FRP beam

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

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

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

Natural frequency of longitudinal vibrations [3]:

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

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

Natural frequency of torsional vibrations [3]:

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

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

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

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

where: k – the Timoshenko shear coefficient.

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

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

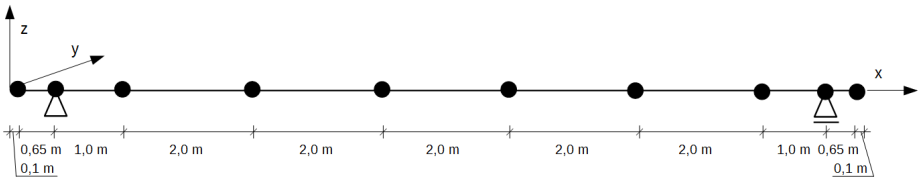


Fig. 5. Diagram with included overhangs and stiffening (black dots) of the beam

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

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

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

5. Results of the analysis

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

6. Conclusions

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

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

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

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

Bibliography

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

NUMERYCZNE ANALIZY MODALNE BELKI Z KOMPOZYTU FRP

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

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

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

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

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

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

Słowa kluczowe: analiza modalna, modelowanie MES, belka kompozytowa

Przesłano do redakcji:26.05.2015
Przyjęto do druku:10.01.2016

DOI: 10.7862/rb.2015.195

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

Mariusz MAŚLAK[1]
Ryszard SKIBA[2]

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

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

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

1. Wprowadzenie

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

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

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

2. Idea projektowania stali FRS

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

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

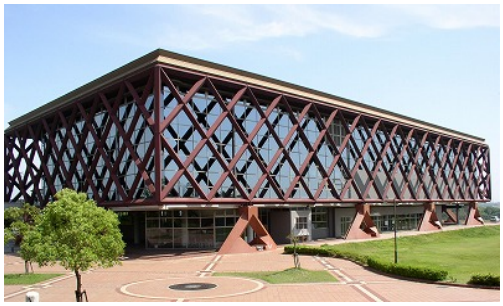
Pierwsze badania poświęcone wypracowaniu miarodajnego algorytmu projektowania struktury i składu chemicznego stali konstrukcyjnych odpornych na temperaturę pożarową, zwanych dziś stalami FRS, były prowadzone we francuskiej firmie Creusot-Loire już we wczesnych latach siedemdziesiątych ubiegłego wieku.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

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

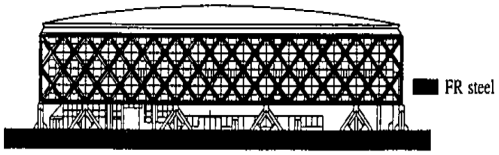
3. Hala sportowa „Gymnasium” w Tokoname

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

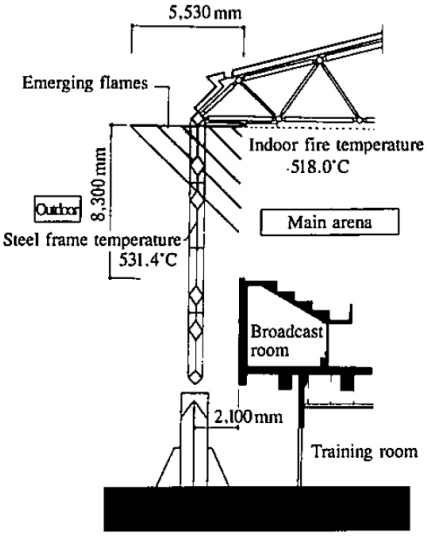
przemieszczeń rozpatrywanych wiązarów, przeprowadzona dla sytuacji pożarowej, wykazała że w tak oszacowanej temperaturze nie będą one na tyle duże aby generować zagrożenie wystąpienia jakiejkolwiek formy niestateczności (lokalnej lub globalnej).



a)



b)



c)

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

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

4. Budynek urzędu pocztowego „Tobata Tobihata" w Kitakyushu

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



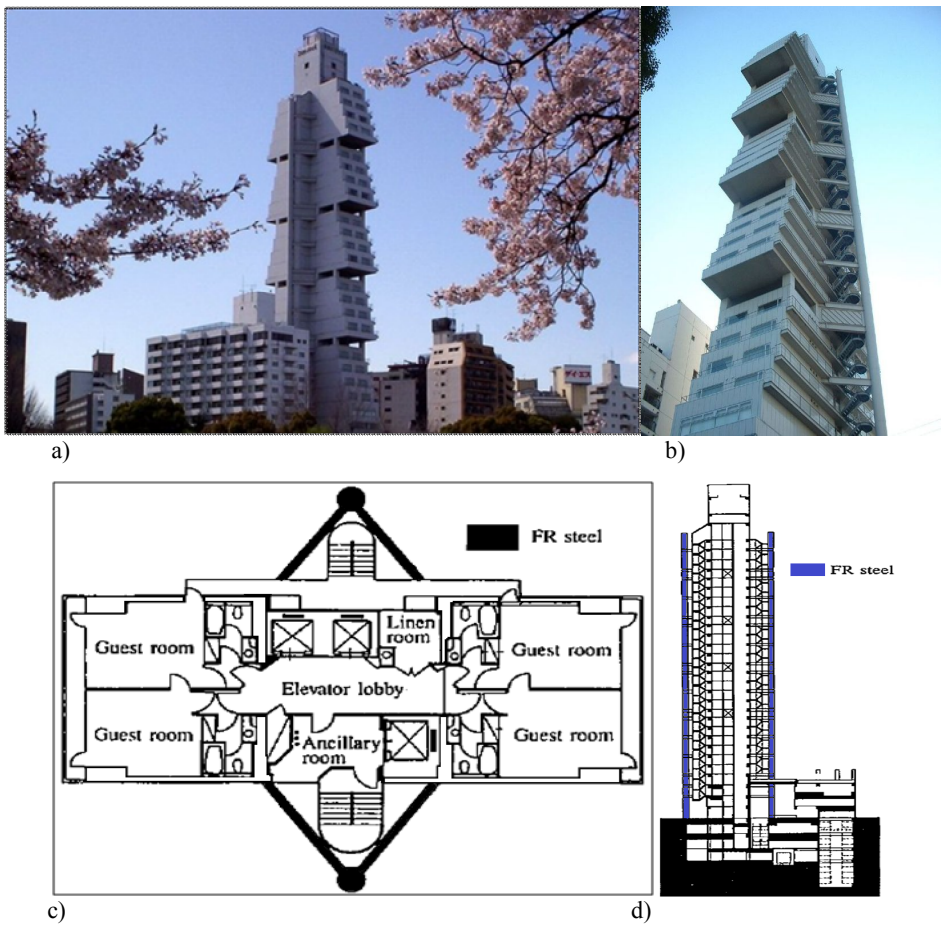
Rys. 2. Budynek urzędu pocztowego „Tobata Tobihata" w Kitakyushu z ramową konstrukcją nośną wykonaną ze stali FRS i wysuniętą poza obrys elewacji obiektu (opis budynku zamieszczono w [9], zdjęcie ze strony internetowej [11]).

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

5. Budynek byłego hotelu „Sofitel" w Tokio

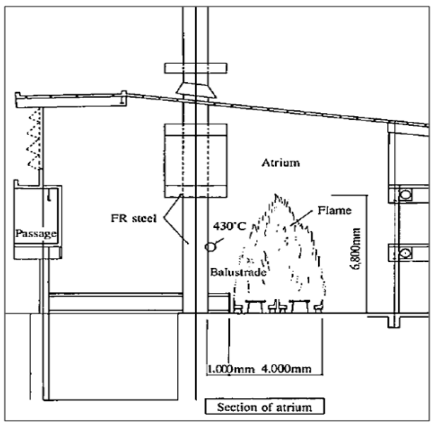
Kolejnym obiektem, niejako „sztandarowym" dla konstrukcji z ustrojem nośnym wykonanym ze stali FRS, był budynek hotelu „Sofitel" zlokalizowany w Tokio, na obrzeżach parku Ueno. Hotel ten pierwotnie nosił nazwę „Hokke Club Ikenohata Hotel" i pod tą nazwą opisywany jest w literaturze [1]. Prezentowany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

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



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

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



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

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

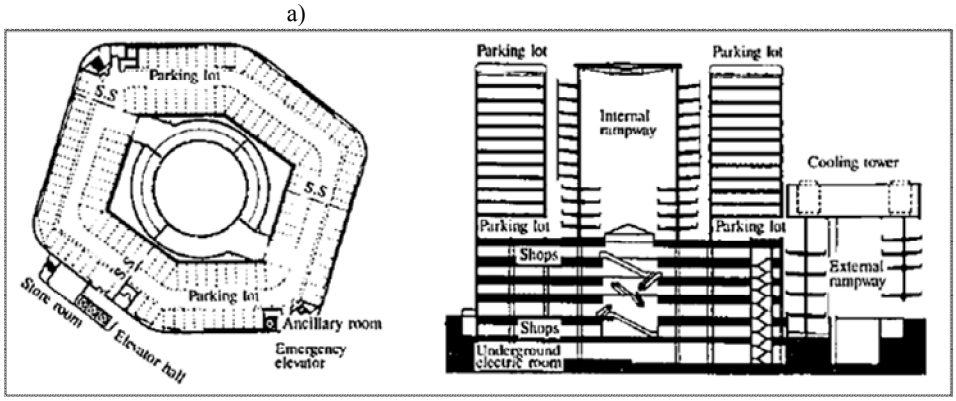
6. Wielokondygnacyjny parking ponad budynkiem supermarketu „Junnu Aurora Mall" w Chiba

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

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



a)



b)

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

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



a) b)

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

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

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

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

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



a) b)

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

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

8. Uwagi końcowe

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

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

Literatura

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

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

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

S u m m a r y

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

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

Przesłano do redakcji:30.05.2015
Przyjęto do druku:10.01.2016

DOI: 10.7862/rb.2015.196

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

Ludmila MECIAROVA[1]
Silvia VILCEKOVA[2]

ANALYSIS OF VOCs IN THE INDOOR ENVIRONMENT

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

Keywords: renovation, apartment, electronic nose, indoor pollution

1. Introduction

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

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

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

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

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

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

2. Materials and methods

2.1. Studied object

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

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

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

2.2. Sampling and analysis

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

3. Results

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

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

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

Table 1. TVOC concentrations in different state of renovation

Tabela 1. Stężenie TVOC w różnych stanach renowacji

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

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

Table 2. Recommended values for TVOC concentrations

Tabela 2. Zalecane wartości stężenia TVOC

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

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

Table 3. Identified VOCs during initial state

Tabela 3. Wyznaczone lotne związki organiczne VOCs podczas stanu wstępnego

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

Table 4. Identified VOCs after painting

Tabela 4. Wyznaczone lotne związki organiczne VOCs po malowaniu

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

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

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

Table 5. Identified VOCs after installation of flooring

Tabela 5. Wyznaczone lotne związki organiczne VOCs po instalacji podłogi

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

Table 6. Identified VOCs after furnishing

Tabela 6. Wyznaczone lotne związki organiczne VOCs po umeblowaniu

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

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

4. Conclusion

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

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

Bibliography

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

ANALIZA LOTNYCH ZWIĄZKÓW ORGANICZNYCH VOCs W ŚRODOWISKU WEWNĘTRZNYM

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

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

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

Przesłano do redakcji:8.06.2015
Przyjęto do druku:10.01.2016

DOI: 10.7862/rb.2015.197

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

Maria MRÓWCZYŃSKA[1]
Małgorzata WAWER[2]

PRÓBA BUDOWY KATASTRU SŁONECZNEGO NA OBSZARZE MIASTA ZIELONA GÓRA

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

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

1. Wstęp

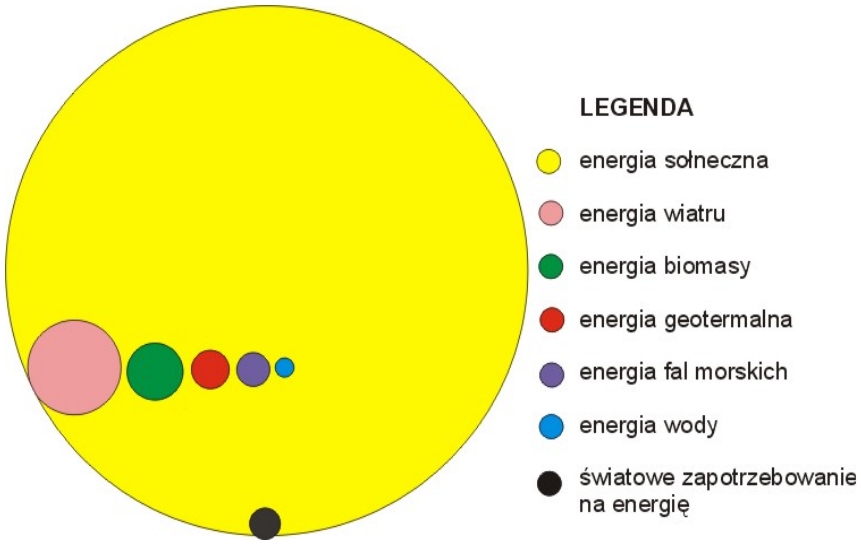
Zastosowanie materiałów energetycznych spowodowało, że w ciągu ostatnich 50 lat na świecie podwoiła się liczba ludności, unowocześnił przemysł, zwiększyły się możliwości transportowe, rolnictwo zostało tak zmechanizowane, że kraje rozwinięte produkują nadwyżki żywności. Taki szybki rozwój spowodował,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

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

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

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

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



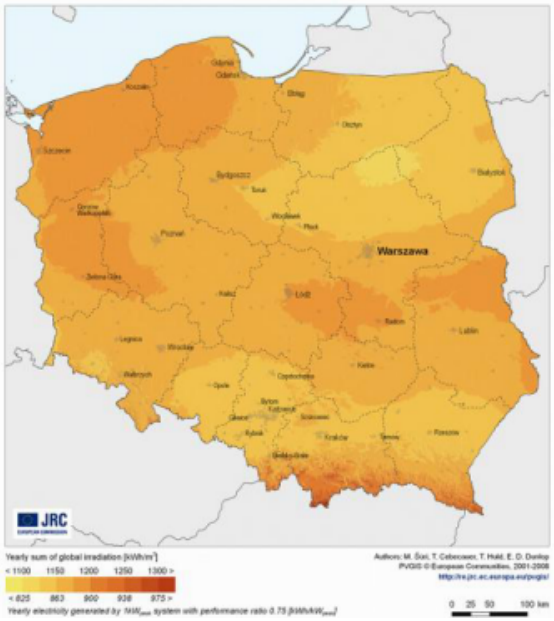
Rys. 1. Wielkość energii z OZE na świecie na podstawie [5]

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

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

2. Energia promieniowania słonecznego

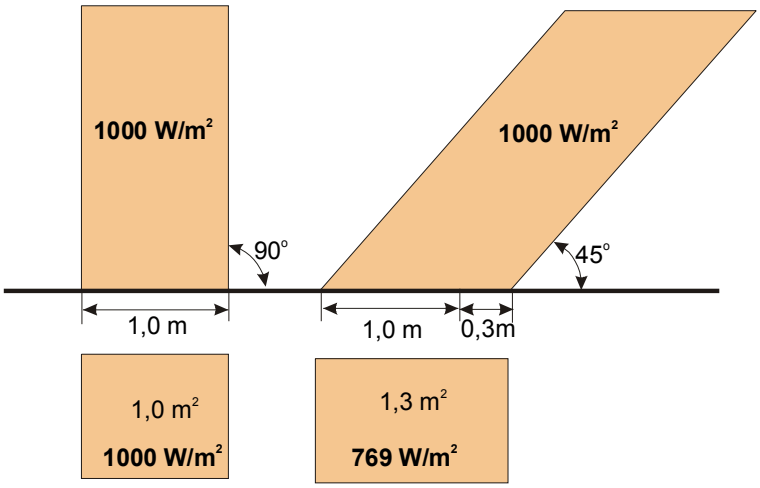
Promieniowanie słoneczne w postaci promieniowania elektromagnetycznego docierające do powierzchni Ziemi w najbardziej sprzyjających warunkach (pomiędzy 23° szerokości geograficznej południowej i 23° szerokości geograficznej północnej oraz przy bezchmurnym niebie) posiada natężenie około 1100 W/m^2. W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



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

Fig. 2. Insolation distribution in Poland [7]

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



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

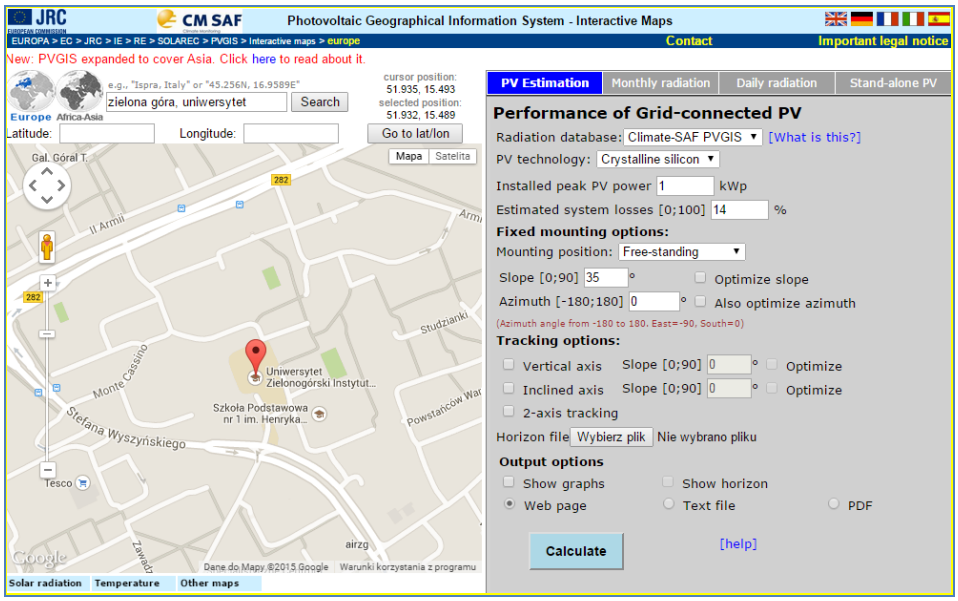
Fig. 3. Sunlight intensity depending on the angle of sun rays [7]

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

3. Przykłady katastrów słonecznych

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

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



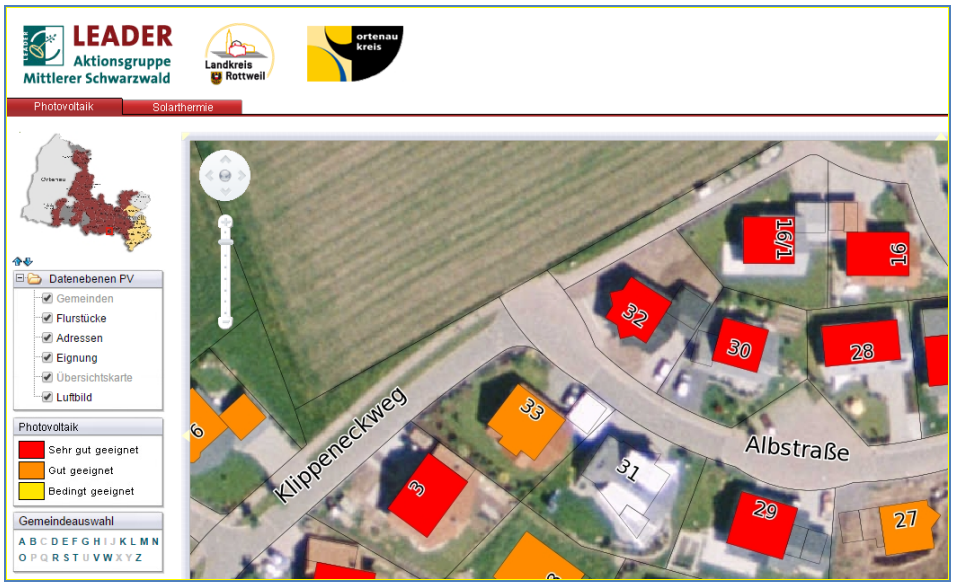
Rys. 4. Portal geoinformacyjny PVGIS [9]

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

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

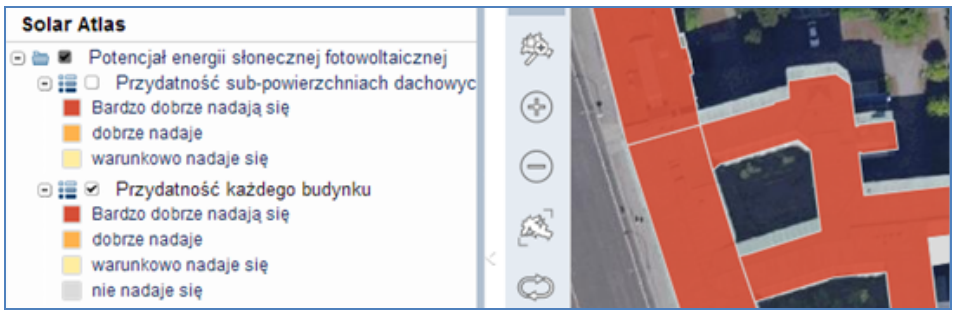
Większość istniejących geoportali słonecznych uwzględnia kształt dachu, dzięki czemu istnieje możliwość określenia, jaka część powierzchni dachu nadaje się do montażu kolektorów lub ogniw fotowoltaicznych. Przykładem takich serwisów o szczegółowości CityGML LoD2 (średnia klasa dokładności, dachy w uproszczonej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

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



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

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



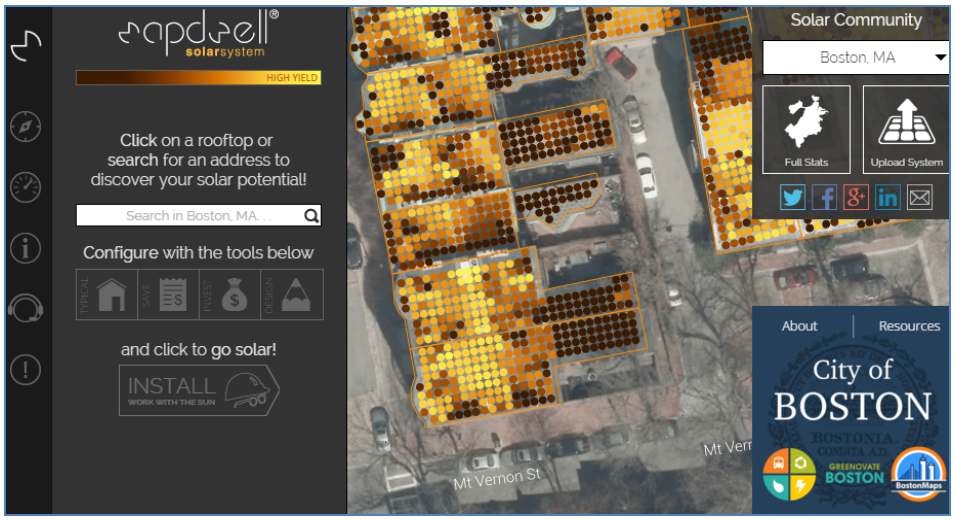
Rys. 6. Słoneczny kataster – Berlin (najkorzystniejszego miejsca pod instalacje solarne) [11]

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



Rys. 7. Słoneczny kataster – Warszawa [12]

Fig. 7. Solar cadastre – Warsaw [12]



Rys. 8. Słoneczny kataster – Boston [13]

Fig. 8. Solar cadastre – Boston [13]

4. Słoneczny kataster dla Zielonej Góry

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

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

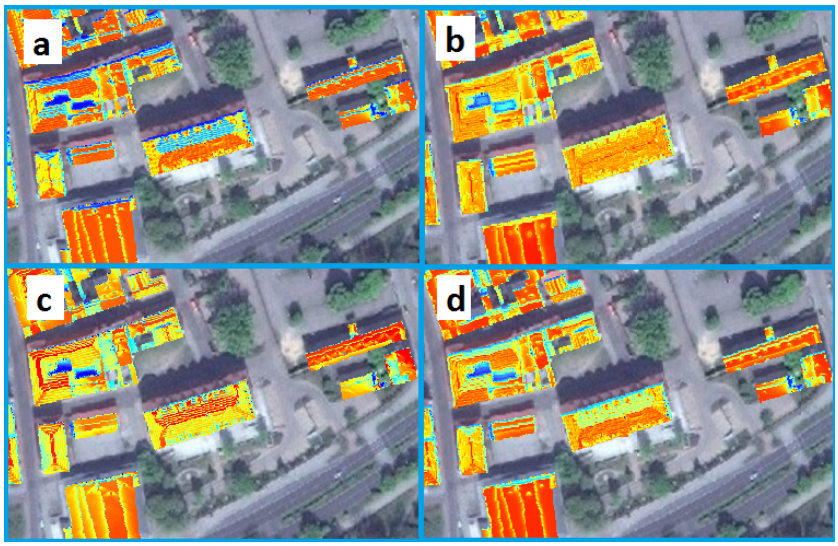
Wykorzystana aplikacja ArcMap [14] wymaga na wstępie podczytania mapy bazowej znajdującej się w pakiecie programu, która będzie służyła jako tło dla wynikowego, skonwertowanego rastra, dla którego należy określić układ współrzędnych. Kolejnym krokiem jest obliczenie promieniowania z powierzchni rastra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



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

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

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



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

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

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

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

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

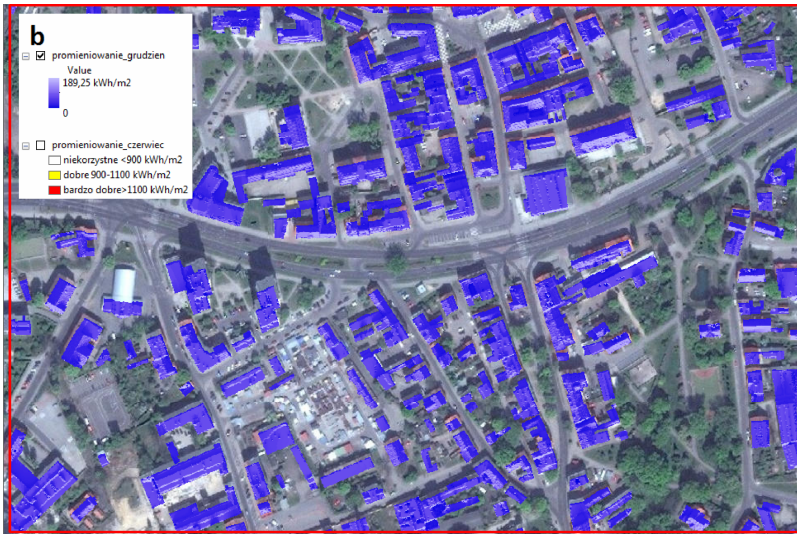
Produkt finalny w postaci katastru słonecznego dla obszaru o zabudowie jednorodzinnej oraz obszaru o zabudowie mieszanej w rozbiciu na czerwiec i grudzień 2014 r. został przedstawiony na rysunkach 10, 11 do 14. Tak wykonany kataster słoneczny pozwala użytkownikowi łatwo ocenić, dzięki oznaczeniu potencjału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

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



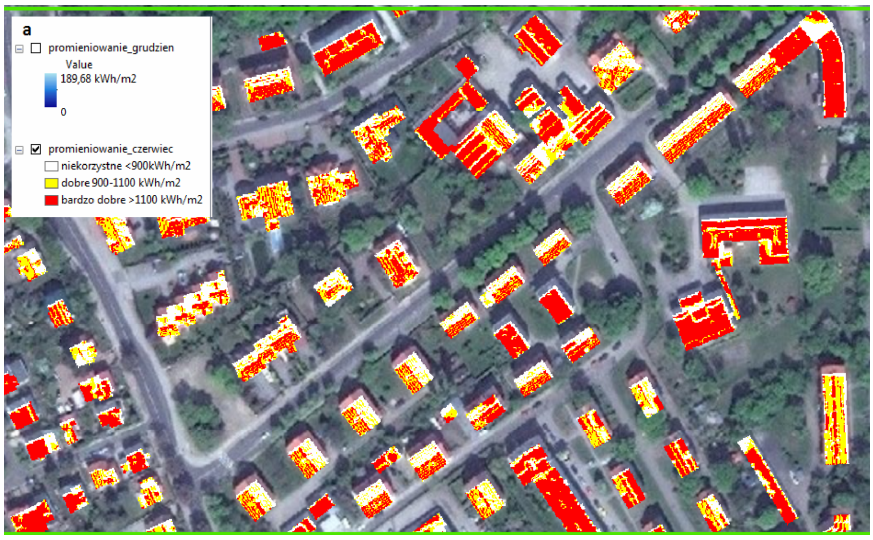
Rys. 11. Mapa potencjału solarnego dla fragmentu Zielonej Góry - zabudowa mieszana a) analiza dla czerwca 2014 r. [14]

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



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

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



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

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



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

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

5. Podsumowanie

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

Literatura

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

S u m m a r y

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

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

Przesłano do redakcji:30.05.2015
Przyjęto do druku:10.01.2016

DOI: 10.7862/rb.2015.198

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

Imad MUALLA[2]
Borislav BELEV[1]

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

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

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

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

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

1. Introduction

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

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

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

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

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

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

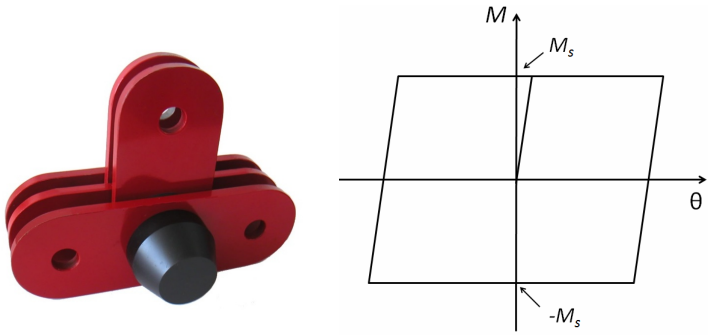


Fig. 1. Original T-shaped friction damper and its idealized moment-rotation relationship

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

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

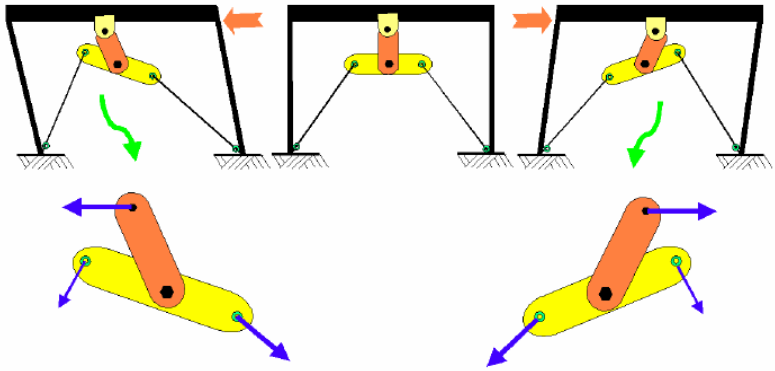


Fig. 2. Arrangement of T-shaped friction damper in a single-storey frame

Rys. 2. Układ Teowego tłumika ciernego w ramie jednokondygnacyjnej

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



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

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

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

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

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

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

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



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

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

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

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

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

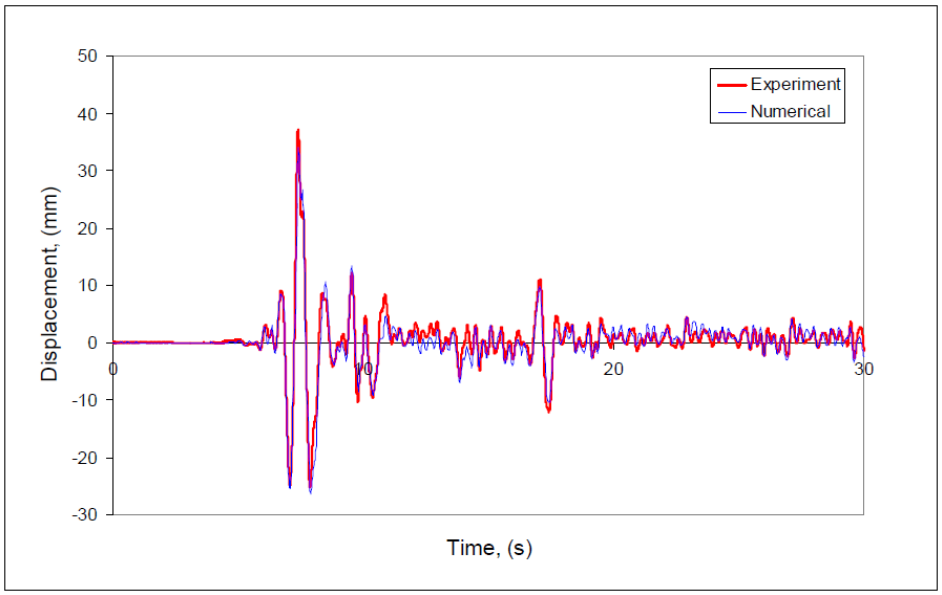


Fig. 5. Roof displacement histories for the damped frame under El Centro 0.20g seismic input

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

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

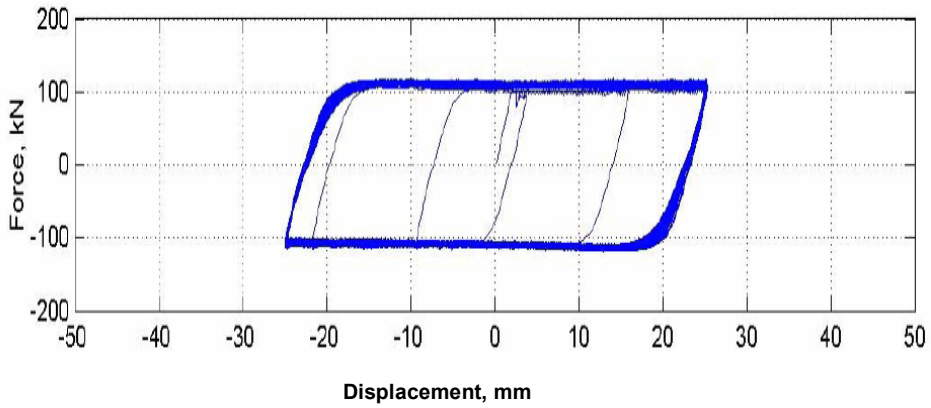


Fig. 6. Force-displacement response of a typical RFD under cyclic loading

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

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

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



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

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

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



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

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

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

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

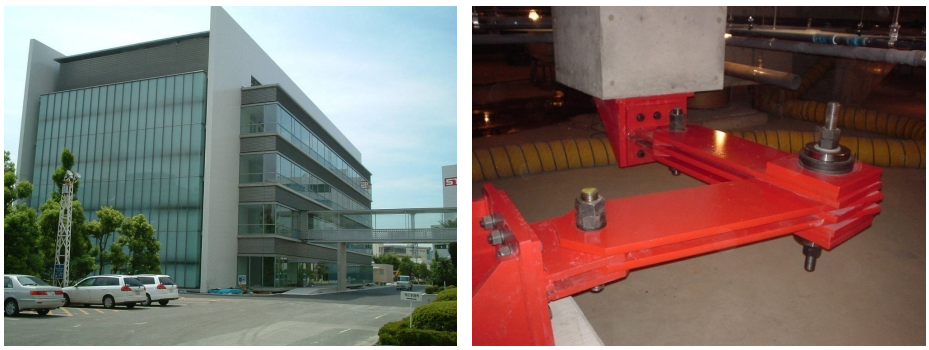


Fig. 9. Five-storey building in Japan with base isolation incorporating RFDs

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

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

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

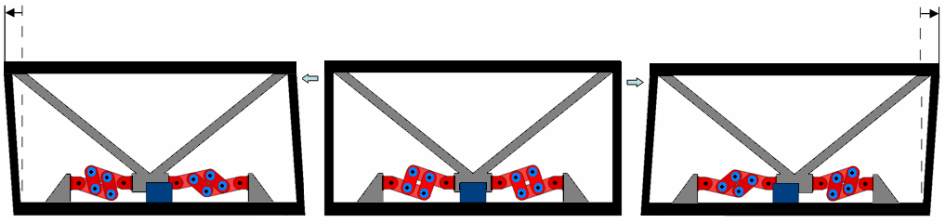


Fig. 10. Typical arrangement of RFDs in tallest building in Japan

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

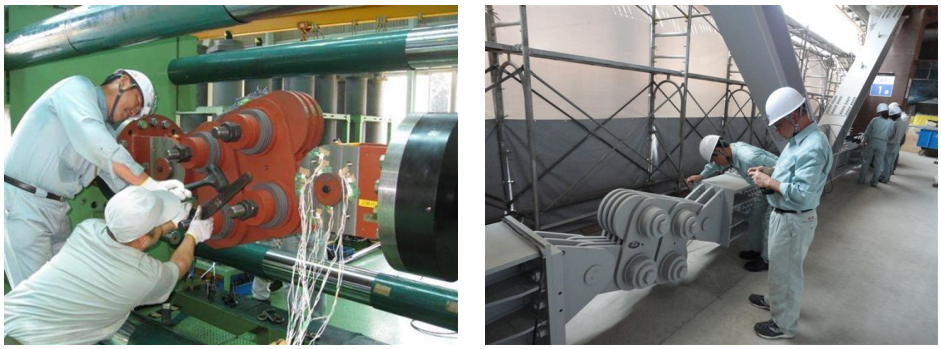


Fig. 11. Prototype test set-up (left) and completed installation of large capacity dampers in Japan (right)

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

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

5. Conclusions

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

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

Bibliography

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

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

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

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

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

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

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

ANALIZA, PROJEKTOWANIE I APLIKACJA OBROTOWO CIERNYCH TŁUMIKÓW DLA OCHRONY SEJSMICZNEJ

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

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

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

Przesłano do redakcji:30.05.2015
Przyjęto do druku:10.01.2016

DOI: 10.7862/rb.2015.199

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

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

BADANIA PRZEMIESZCZEŃ STALOWYCH WIEŻ TELEKOMUNIKACYJNYCH O RÓŻNEJ KONSTRUKCJI TRZONU

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

Słowa kluczowe: wieże telekomunikacyjne, badania, pomiary, przemieszczenia

1. Wstęp

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

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

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

2. Normy branżowe oraz wymagania techniczne

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

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

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

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

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

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

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

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

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

3. Pomiary geodezyjne oraz charakterystyka badanych wież

3.1. Przeprowadzone badania

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

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

Przeprowadzone obliczenia obejmowały:

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

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

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

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

3.2. Charakterystyka badanych wież

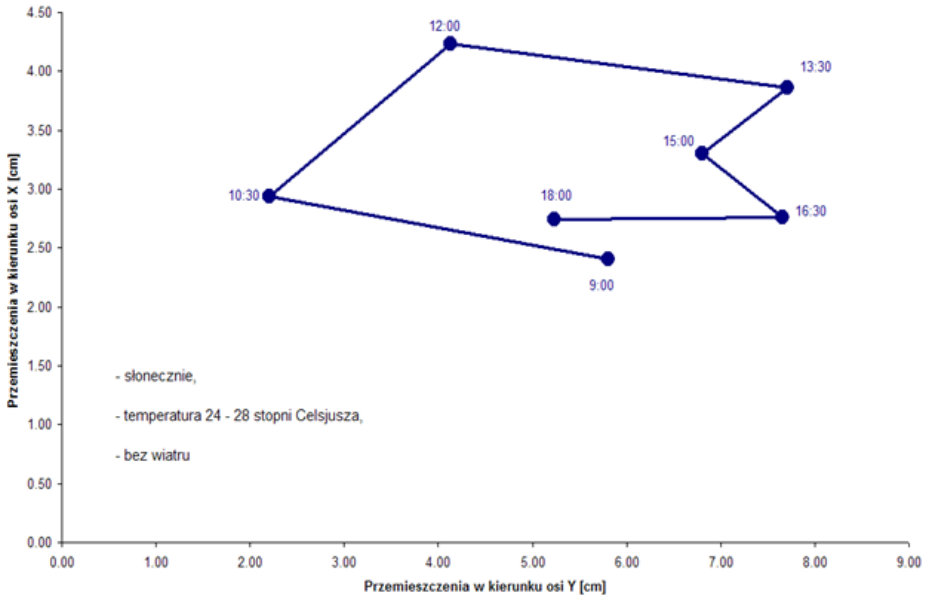
Przedmiotem badań były trzy wieże antenowe o różnej wysokości od 40 do 55m. Konstrukcje badanych wież przedstawiono na poniższych fotografiach i rysunkach, wraz z wynikami badań omówionymi w dalszej części:

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



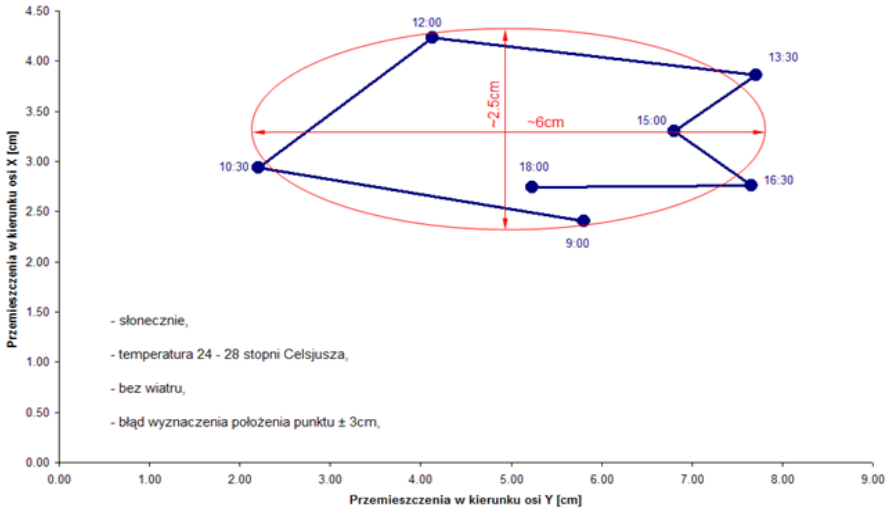
Rys. 1. Wieża GSM nr 1

Fig. 1. GSM telecommunication tower No.1



Rys. 2. Obliczone przemieszczenia wierzchołka wieży nr 1

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



Rys. 3. Trajektoria przemieszczeń wierzchołka wieży nr 1

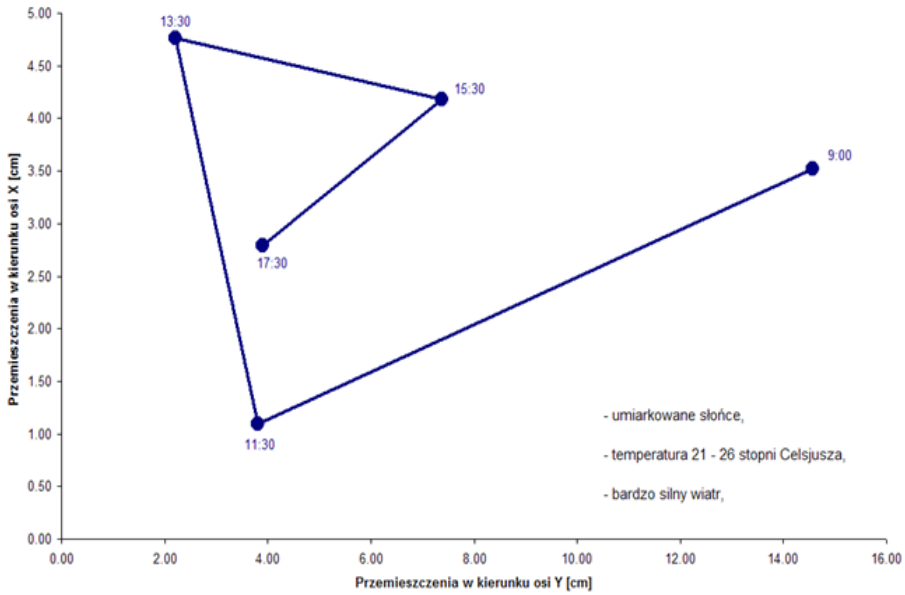
Fig. 3. Trajectory of the displacement of the top of tower No. 1

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



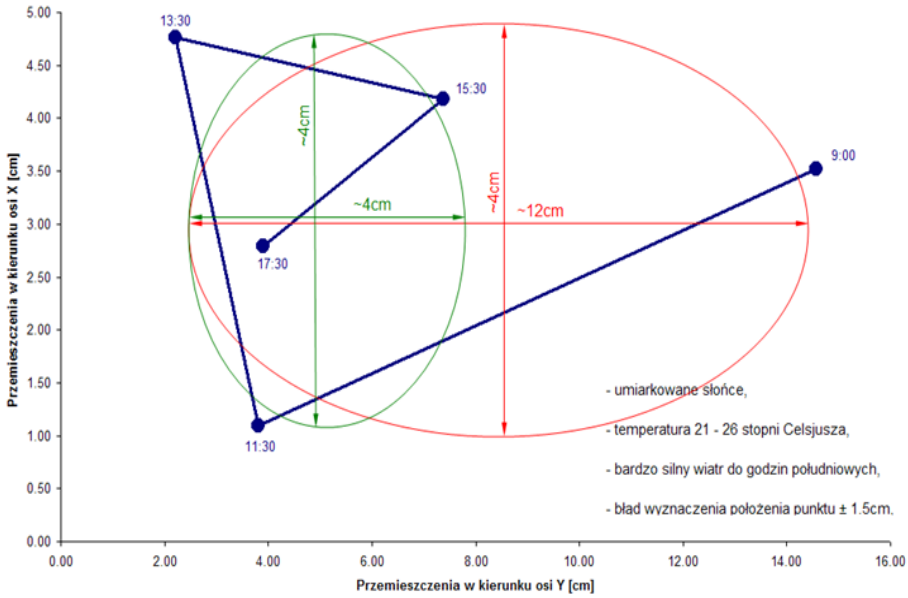
Rys. 4. Wieża GSM nr 2

Fig. 4. GSM telecommunication Tower No. 2



Rys. 5. Obliczone przemieszczenia wierzchołka wieży nr 2

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



Rys. 6. Trajektoria przemieszczeń wierzchołka wieży nr 2

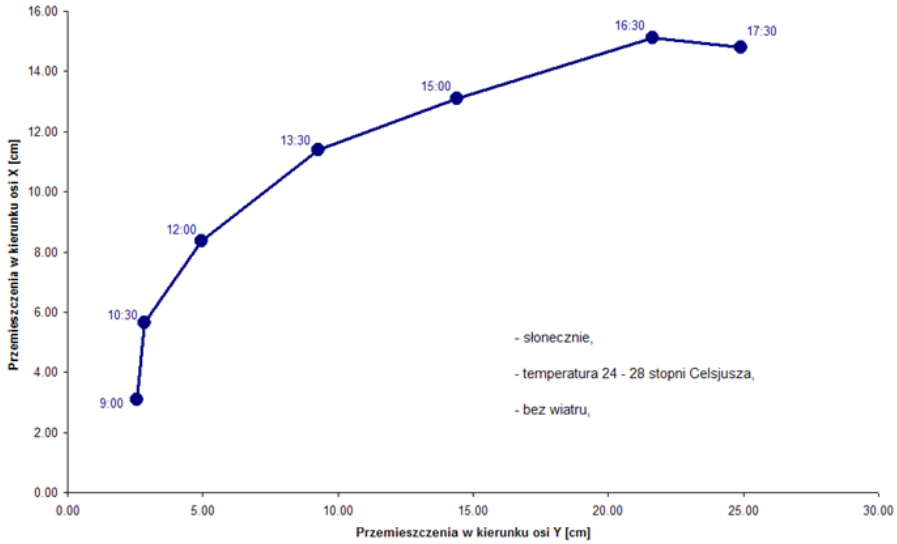
Fig. 6. Trajectory of the displacement of the top of tower No. 2

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



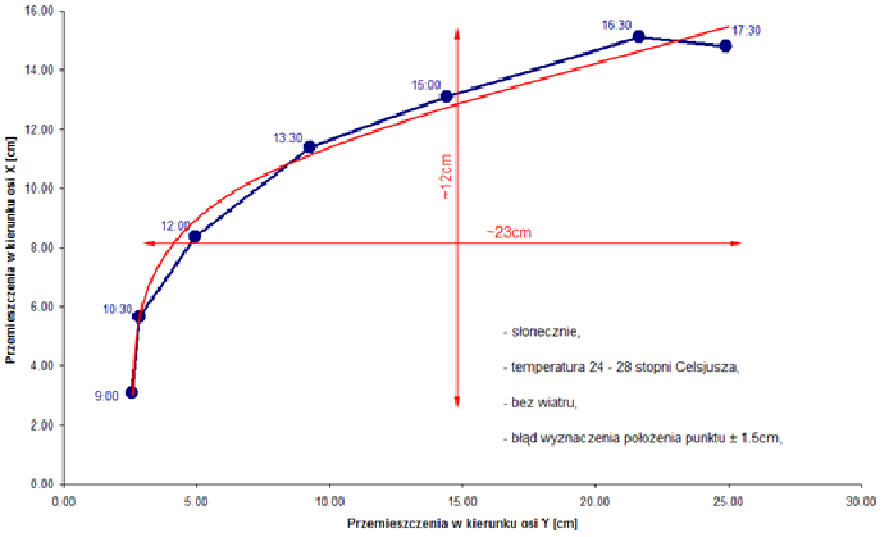
Rys. 7. Wieża GSM nr 3

Fig. 7. GSM telecommunication Tower No. 3



Rys. 8. Obliczone przemieszczenia wierzchołka wieży nr 3

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



Rys. 9. Trajektoria przemieszczeń wierzchołka wieży nr 3

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

Tabela 1. Pomiar wychyleń wierzchołkowego odcinka wież

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

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

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

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

4. Uwagi końcowe

Analizując otrzymane wyniki pomiarów przemieszczeń można stwierdzić, że:

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

Literatura

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

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

S u m m a r y

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

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

Keywords: telecommunication steel towers, survey, displacements

Przesłano do redakcji:30.05.2015
Przyjęto do druku:10.01.2016

DOI: 10.7862/rb.2015.200

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

Krzysztof OSTROWSKI[1]
Aleksander KOZŁOWSKI[2]

HIERARCHICAL VALIDATION OF FEM MODELS OF BOLTED JOINTS

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

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

1. Introduction

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

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

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

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

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

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

2. Theoretical basis of material characteristics

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

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

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

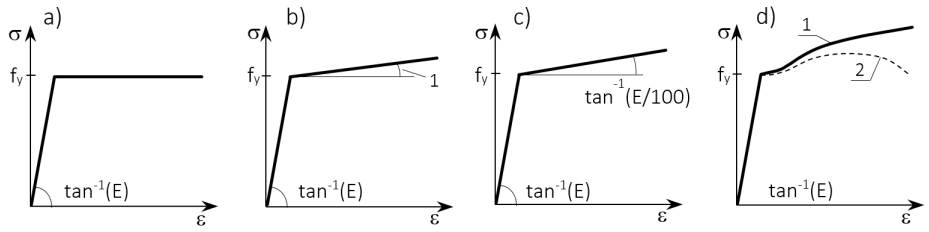


Fig. 1. Models of steel characteristics included in PN-EN 1993-1-5

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

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

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

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

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

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

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

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

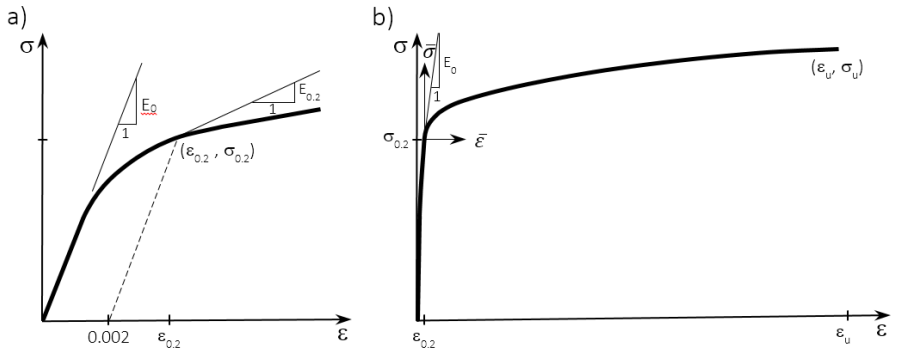


Fig. 2. Strain-stress curve: a) initial stage, b) full characteristics [5]

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

Exponent "m" is described by following relation:

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

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

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

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

a) Strain-stress curve with strain hardening:

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

where: n –coefficient done by formula:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

3. FEM model description

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

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

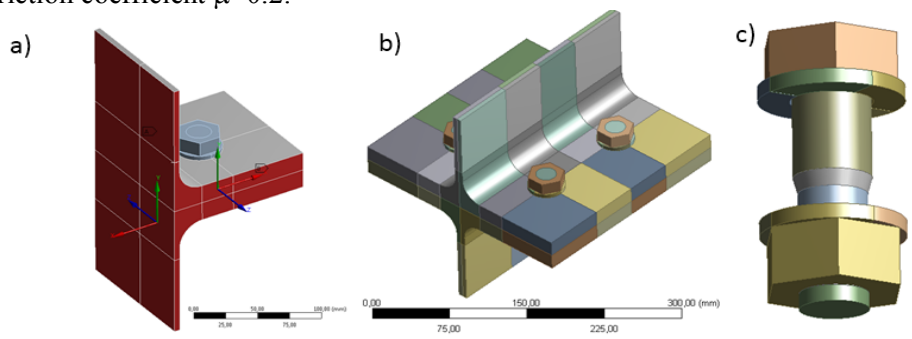


Fig. 3. FEM model used in third stage of validation: a) symmetry surfaces, b) T-stub model, c) bolt model

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

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

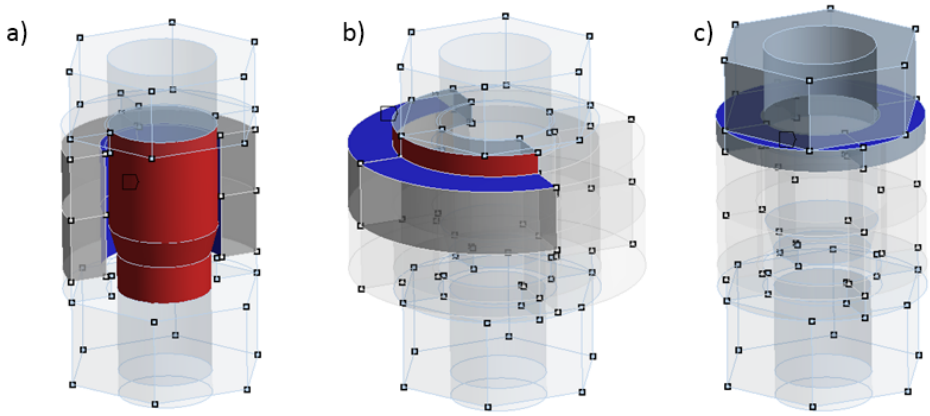


Fig. 4. Contact surface: a) radial contact bolt - end plate - column, b) anti-slip contact washer-end plate, c) contact washer-bolt head

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

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

4. Stages of hierarchical validation

4.1. First stage – tensile test of steel and bolts

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

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

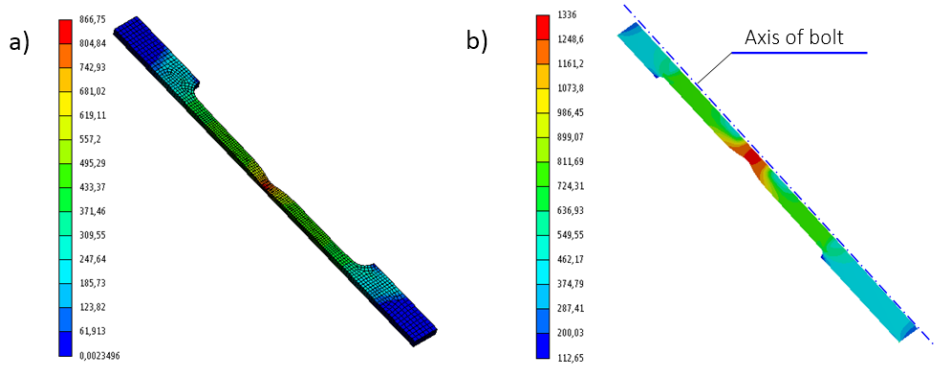


Fig. 5. FEM results: a) steel S235 (3D analysis), b) 10.9 bolt (2D analysis, radial symmetry)

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

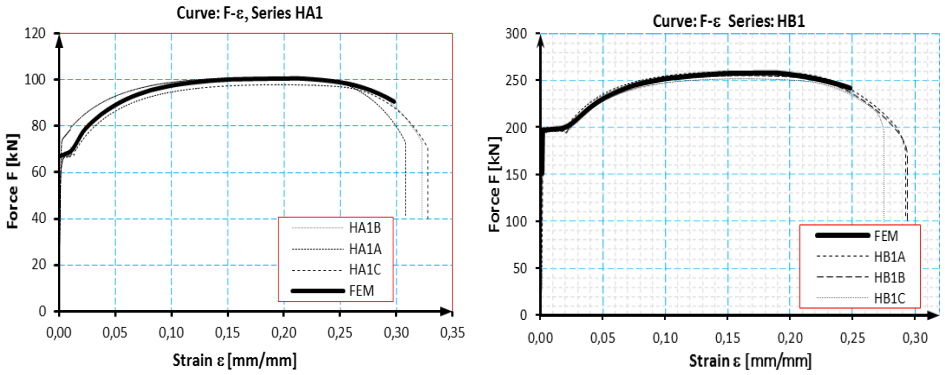


Fig. 6. Results of comparison analysis: a) steel samples S235 (3D analysis), b) steel S355 (3D analysis)

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

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

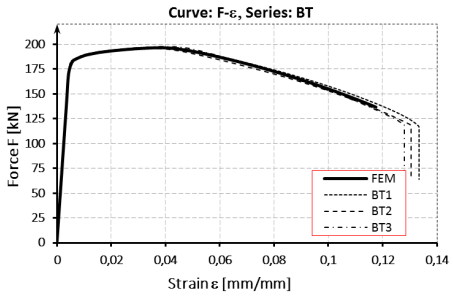


Fig. 7. Results of comparison analysis for I stage of validation of bolt 10.9 grade (2D analysis)

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

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

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

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

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



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

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

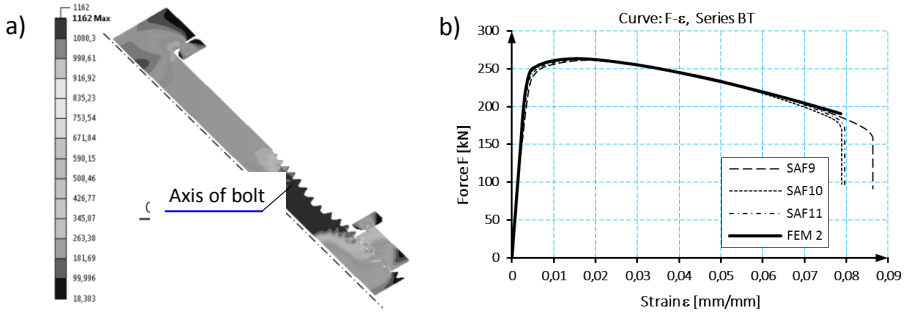


Fig. 9. Results of FEM analysis of II stage of validation; a) stress maps in the bolt, b) comparison of FEM results to test results

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

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

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

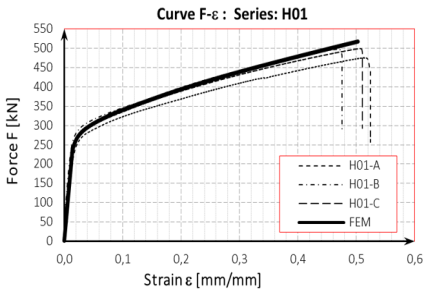
In the third stage of validation the following T-stubs were experimentally tested:

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

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

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

a)



b)

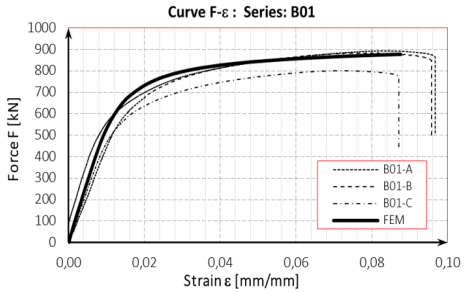


Fig. 10. Results from comparative analysis FEM III stage of validation a) Series H01 (HEA 240), b) Series B01 (HEB 240)

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

5. Conclusions

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

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

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

Bibliography

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

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

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

WALIDACJA HIERARCHICZNA MODELU MES ZŁĄCZY ŚRUBOWYCH

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

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

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

Przesłano do redakcji:30.05.2015
Przyjęto do druku:10.01.2016

DOI: 10.7862/rb.2015.201

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

Karol PERETA[1]
Leonard ZIEMIAŃSKI[2]

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

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

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

1. Introduction

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

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

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

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

2. Description of the test screen

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

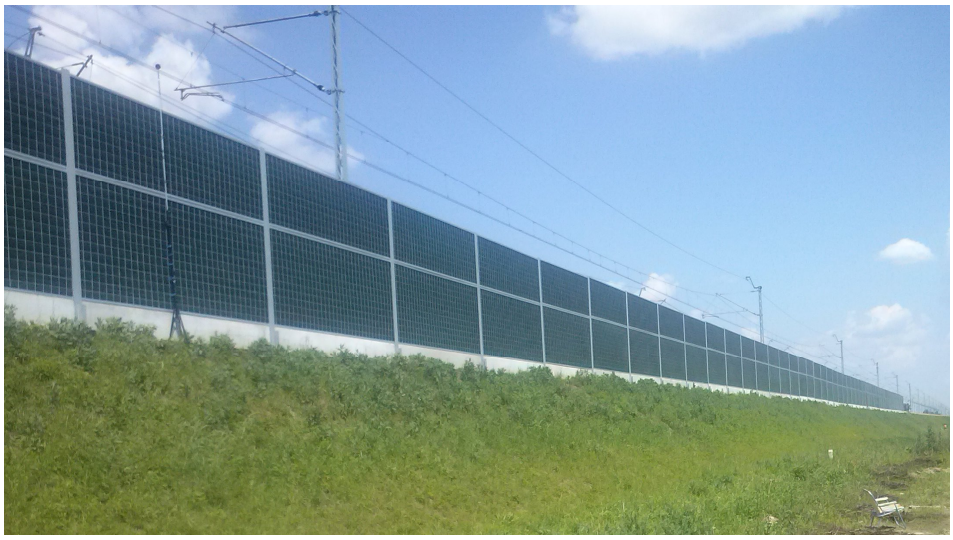


Fig. 1. Noise barrier view (in the direction of Rzeszow)

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



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

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

3. Experimental evaluation of the screen efficiency

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

3.1. Measuring apparatus

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

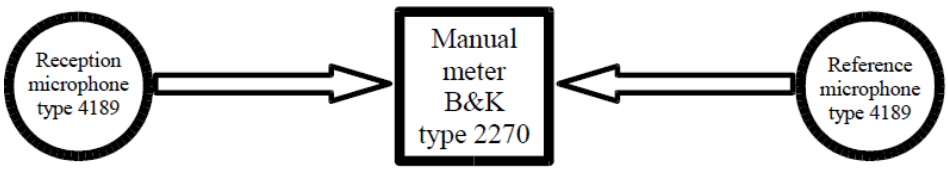


Fig. 3. Reception microphone, sound level meter B&K 2270, reference microphone

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

3.2. Measurement points and schemes

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

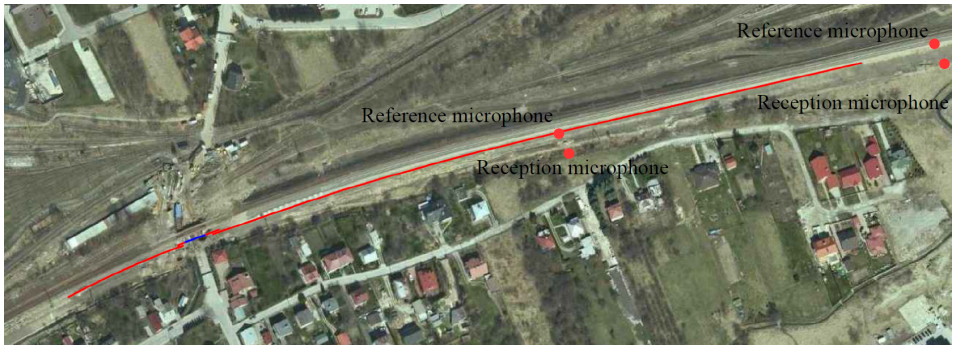


Fig. 4. Area of study

Rys. 4. Obszar badań

Measurements have been carried out in two schemes:

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

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

Position microphones have been presented in Fig. 5

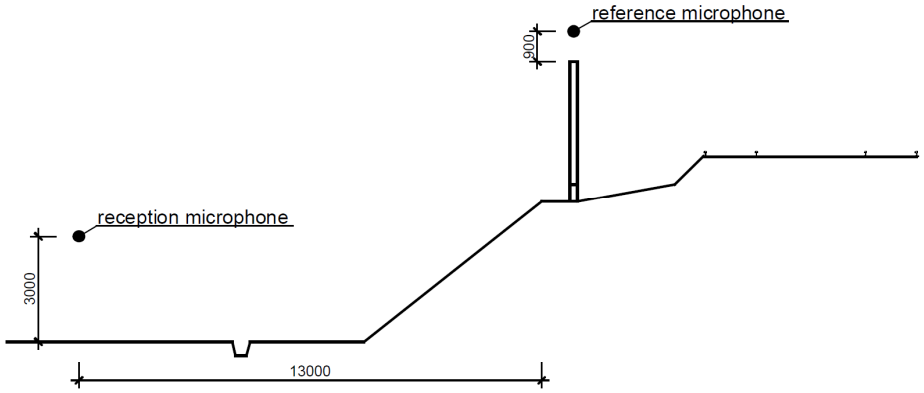


Fig. 5. Arrangement of microphones in both measurement schemes

Rys. 5. Rozmieszczenie mikrofonów w obydwu schematach pomiarów

3.3. Results of the measurements

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

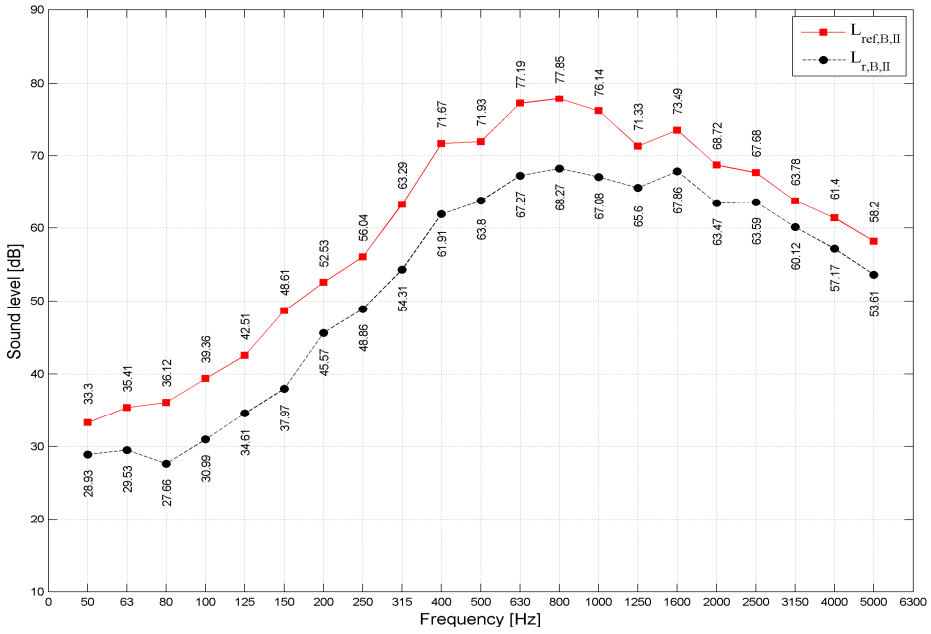


Fig. 6. Sound spectrum at the reference and reception point in comparative area for 2nd train

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

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

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

where: L_i – equivalent sound level

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

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

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

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

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

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

Table 2. Efficiency of an noise barrier

Tabela 2. Skuteczność bariery akustycznej

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

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

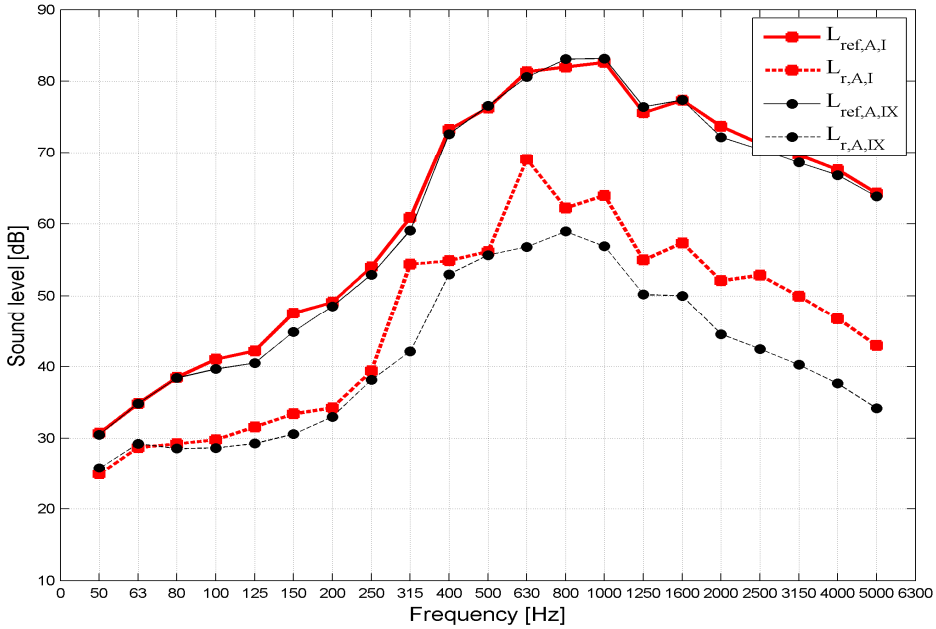


Fig. 7. I and IX measurement on the track I – long distance train

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

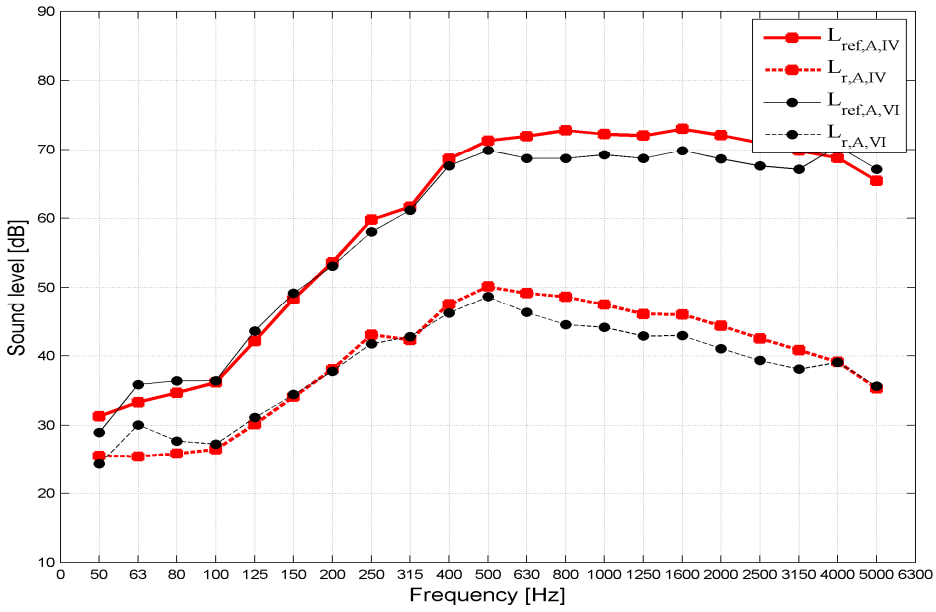


Fig. 8. IV and VI measurement on the track I – long distance train

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

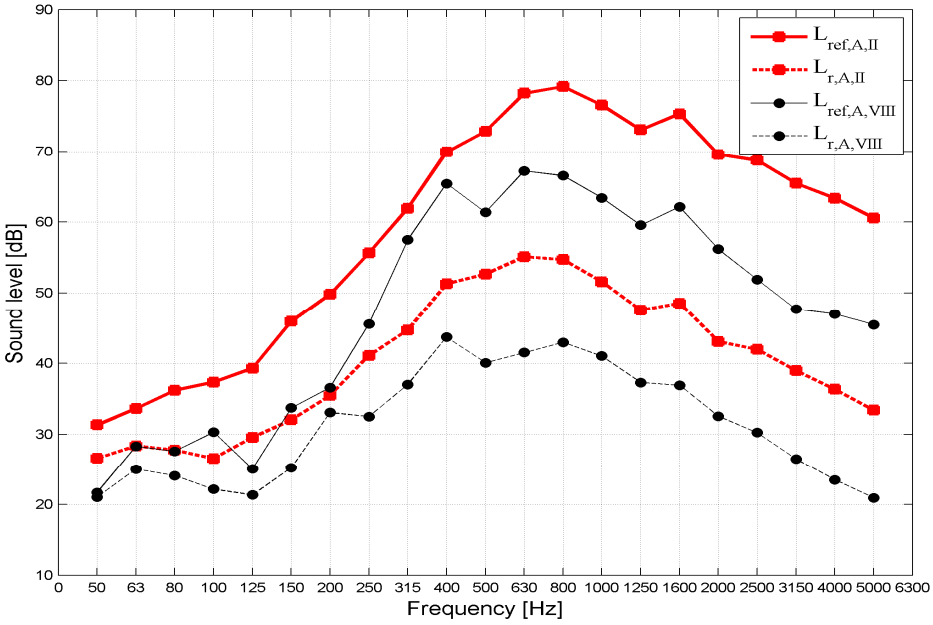


Fig. 9. II and VIII measurement on the track I – local train

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

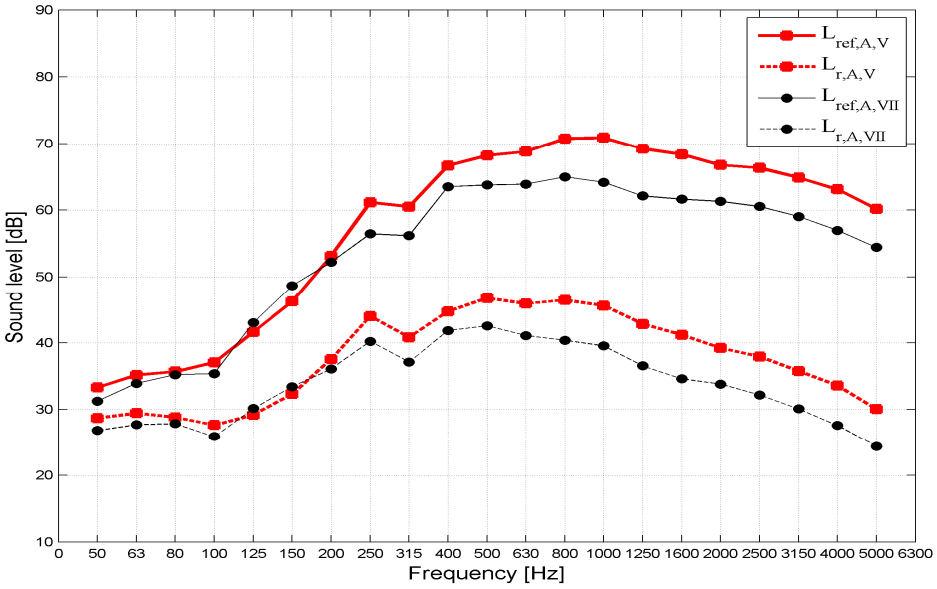


Fig. 10. V and VII measurement on the track I – local train

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

4. Summary and conclusions

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

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

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

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

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

Bibliography

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

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

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

OCENA SKUTECZNOŚCI EKRANU AKUSTYCZNEGO WZDŁUŻ LINII KOLEJOWEJ RZESZÓW – MEDYKA

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

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

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

Przesłano do redakcji:26.05.2015
Przyjęto do druku:10.01.2016

DOI: 10.7862/rb.2015.202

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

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

MODEL ZŁOŻA OPARTY NA PARAMETRACH JAKOŚCIOWYCH WĘGLI KAMIENNYCH – PIERWSZY KOMUNIKAT

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

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

1. Wprowadzenie

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

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

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

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

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

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

2.1. Charakterystyka obszaru GZW

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

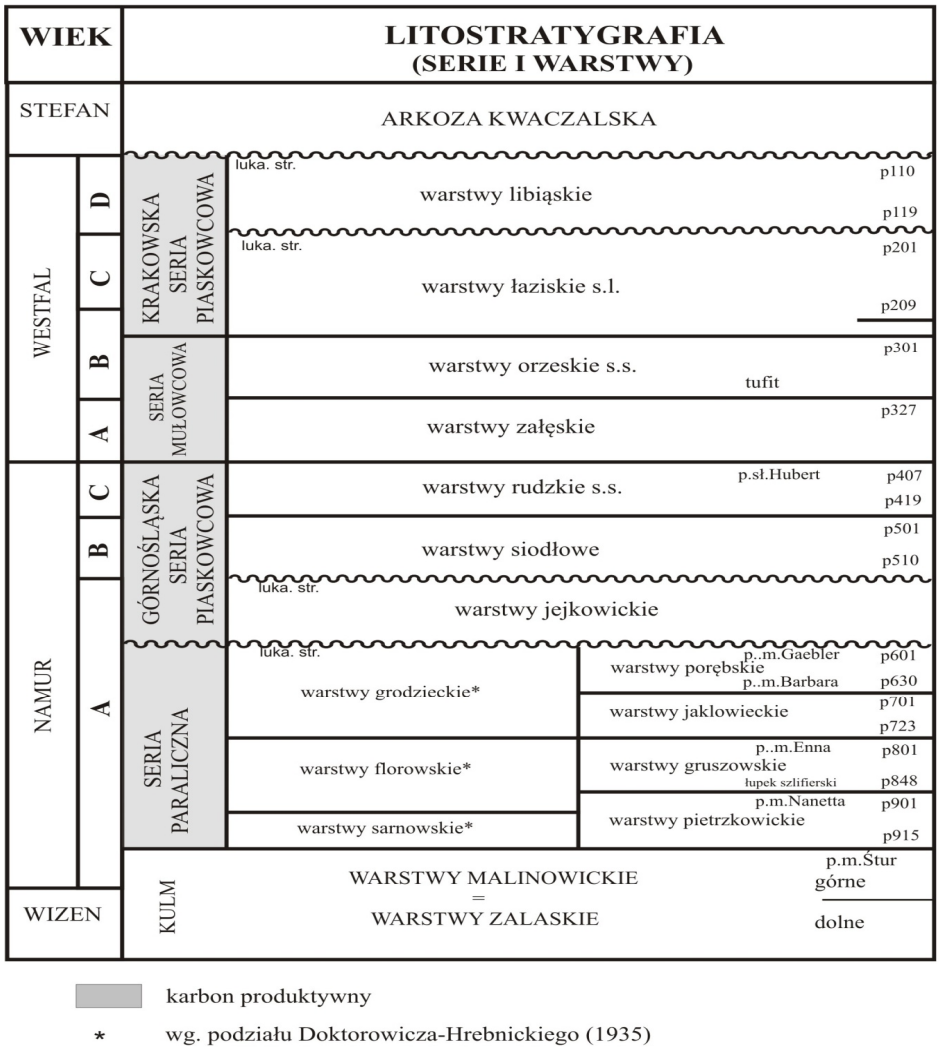
2.2. Jakość oraz typy technologiczne węgla w GZW

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

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

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

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

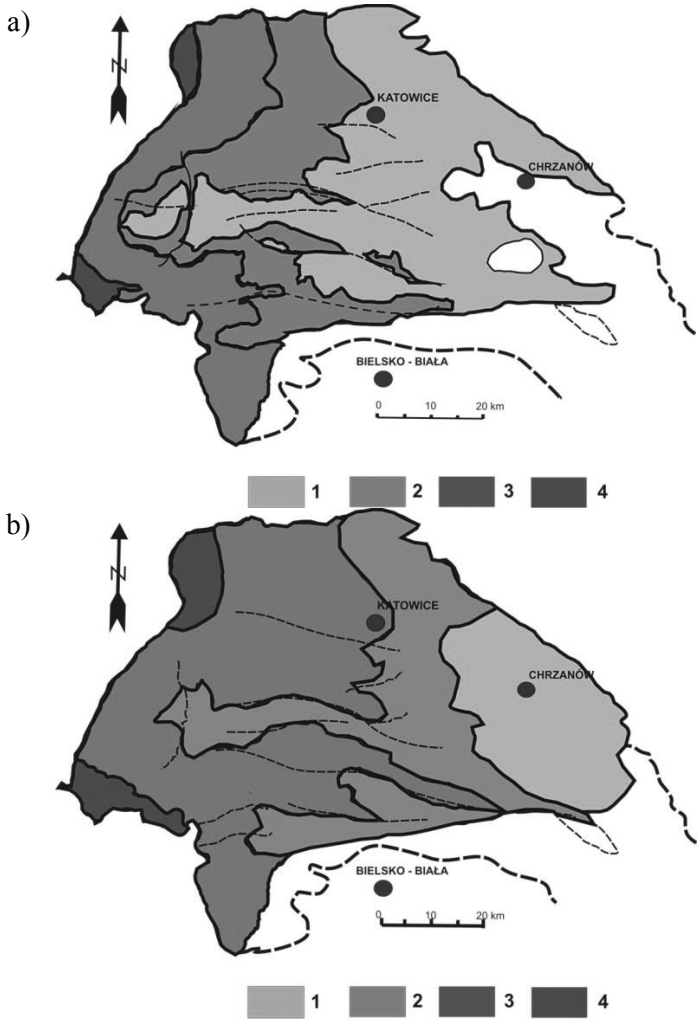


W pionowym profilu utworów produktywnych zmienność stopnia uwęglenia tworzy charakterystyczny, strefowy układ jakości, który stanowi odbicie w następstwie typów węgla, zdefiniowanych zgodnie z polską klasyfikacją i w wartościach podstawowych wskaźników jakości w każdej strefie. Obserwowane zmiany mają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

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

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

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



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

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

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

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

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

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

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

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

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

3. Właściwości petrograficzne węgli kamiennych

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

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

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

3.1. Makroskopowe cechy węgli

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

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

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

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

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

3.2. Mikroskopowe cechy węgli

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

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

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

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

3.2.1. Grupa witrynitu

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

3.2.2. Grupa liptynitu

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

3.2.3. Grupa inertynitu

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

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

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

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

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

4. Planowana metodologia badań przy tworzeniu NJMZ

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

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

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

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

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

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

5. Podsumowanie

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

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

Literatura:

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

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

S u m m a r y

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

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

Przesłano do redakcji:30.05.2015
Przyjęto do druku:10.01.2016

DOI: 10.7862/rb.2015.203

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

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

ANALIZA NUMERYCZNA ROZKŁADU NAPRĘŻEŃ SKRĘCONEGO I OBCIĄŻONEGO ARKUSZA BLACHY FAŁDOWEJ

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

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

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

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

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

1. Wstęp

Blachy fałdowe mają wiele zastosowań w budownictwie, jednym z nich jest kształtowanie przekryć powłokowych. Dzięki ich wysokiej ortotropii geometrycznej istnieje możliwość uzyskania różnorodnych form powłokowych, nie tylko walcowych i paraboliczno-hiperbolicznych. Formy te nadawane są poprzez sprężystą deformację arkusza blach.

Wyróżniamy trzy podstawowe rodzaje deformacji arkuszy blach [1, 2, 3]:

- *deformacja giętna*, powstająca w wyniku swobodnego zginania arkusza blachy fałdowej, z zachowaniem prostoliniowości i równoległości jego tworzących;
- *deformacja skrętna,* powstająca w wyniku swobodnego skręcania arkusza blachy, w wyniku której tworzące są parami skośne;
- *deformacja giętno-skrętna*, powstająca w wyniku złożenia dwóch wymienionych wyżej deformacji.

Tak więc zakres deformacji jest wielki, co pozwala tworzyć postacie powłok dowolnie wygiętych lub skręconych, o dużej wyniosłości i dużych jednostkowych kątach skręcania arkuszy (Rys.1). Zastosowanie dowolnych powłokowych form geometrycznych wymaga przestrzegania odpowiedniej procedury projektowania, obejmującej dwie fazy: kształtowanie postaci geometrycznej powłoki oraz analizę wytrzymałościową ukształtowanej powłoki [4]. Przedstawione podejście obliczeniowe, opisane szczegółowo w pozycji [3], zostało poparte badaniami doświadczalnymi i analizami numerycznymi oraz realizacjami kilku obiektów.

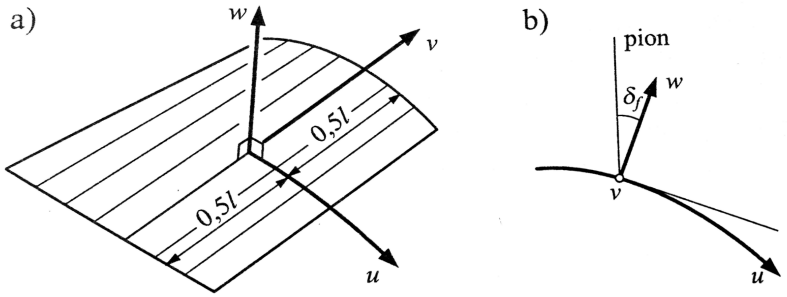


Rys. 1. Arkusz blachy fałdowej swobodnie skręcony i wygięty na stanowisku badawczym [5]

Fig. 1. Corrugated metal sheet twisted and bent on the test bench [5]

Projektowanie konstrukcji powłokowych z blach fałdowych musi opierać się na warunkach podanych w Eurokodzie 3, dla wyznaczonych wcześniej obciążeń i charakterystyk elementu. Niestety nie jest to łatwe, gdyż powłoka jako element

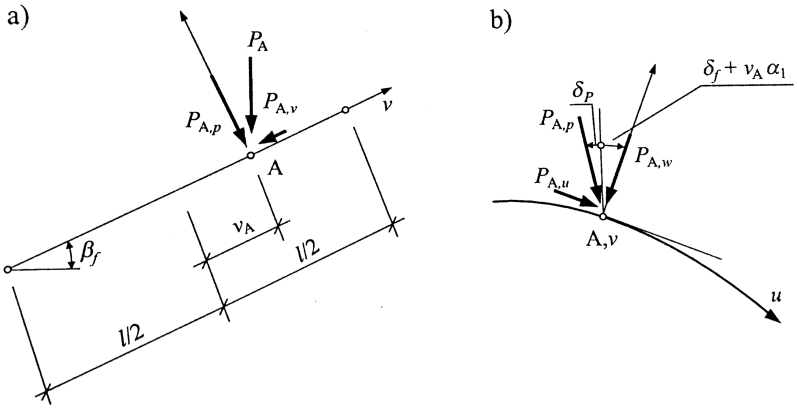
powierzchniowy charakteryzuje się zmiennością obciążenia i geometrii zależnie od krzywizny konstrukcji. Dlatego też przy projektowaniu takich powłok należy przyjąć, że obiekt ten złożony jest z wielu prętów, z których każdy odwzorowuje pojedynczą fałdę blachy [6]. Spośród wszystkich prętów należy wybrać jeden najbardziej niekorzystny wytrzymałościowo, następnie dla niego zebrać obciążenie i przeprowadzić obliczenia. W tym celu należy obrać powłokowy, ortogonalny układ współrzędnych (Rys. 2), następnie rozłożyć działające



Rys. 2. Powłokowy układ współrzędnych [6]

Fig. 2. The curvilinear coordinate system of the shell [6]

obciążenie na składowe równoległe i prostopadłe do osi fałdy (Rys. 3a), następnie obciążenie prostopadłe rozdzielić na normalne i styczne do powłoki (Rys. 3b). Przekrój fałdy zginanej dwukierunkowo posiada zmienne na długości powłoki momenty bezwładności, z powodu jej krzywizny. Możliwe jest więc przeanalizowanie fałdy poprzez rozkład obciążenia na odpowiednie kierunki w odniesieniu do jej przekroju lub też ustosunkowanie obciążenia do różnych momentów bezwładności.



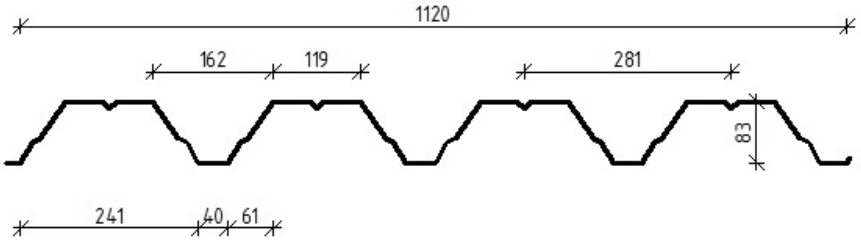
Rys. 3. Rozkład obciążenia na fałdzie [6]

Fig. 3. Load distribution on the fold [6]

2. Analiza numeryczna

2.1. Założenia

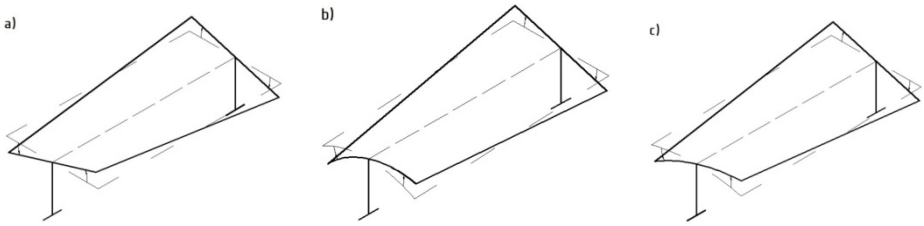
Celem niniejszej pracy było przeprowadzenie badań symulacyjnych i określenie zachowania się skręconego i obciążonego arkusza blachy fałdowej. Z powodu ortotropowej budowy arkusza wybrano metodę elementów skończonych, która sprowadzała się do zbudowania modelu skręcanego arkusza w programie ADINA. Analizę przeprowadzono dla jednego rodzaju blachy fałdowej firmy RUUKKI T85, o grubości ścianki 0,72 mm (grubość bez powłoki ochronnej) i całkowitej długości arkusza 5,0 m (Rys.4). Przyjęto stałą wartość obciążenia zewnętrznego równomiernie rozłożonego na całej powierzchni powłoki (za wyjątkiem zakładki) o wartości równej 1 kN/m^2 na kierunku z. Obciążenie to może być interpretowane jako grawitacyjne obciążenie np. śniegiem, wręcz kluczowe dla tego rodzaju konstrukcji.



Rys. 4. Przekrój poprzeczny arkusza blachy fałdowej T85

Fig. 4. Cross section of the corrugated metal sheet T85

Parametrami zmiennymi były natomiast: kąt skręcania arkusza oraz rodzaj zastosowanych kierownic. Schematycznie analizowane przypadki skręcania arkusza dla poszczególnych kombinacji podpór przedstawiono na Rys. 5.



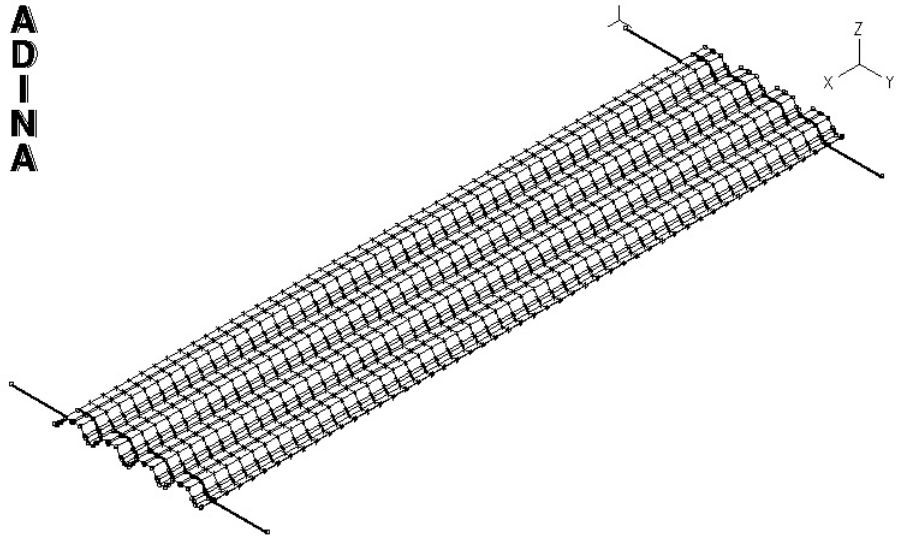
Rys. 5. Badane typy podparć: a) prosta – prosta, b)łuk r=2m – prosta, c) łuk r=4m – prosta

Fig. 5. Considered types of supports: a) both straight, b) circular arc of r=2m- straight, c) circular arc of r=4m - straight

Arkusz blachy ułożono pozytywnie i skręcano w jedną stonę (jak na Rys. 5) o wartość: 0°, 5°, 10°, 15° i 20°.

2.2. Opis przyjętego modelu MES

W ramach badań wykonano model MES, dla którego przeprowadzono symulację komputerową danego arkusza blachy fałdowej. Model wykonany został w programie ADINA (wersja 9.0). Arkusz blachy fałdowej zamodelowano za pomocą elementów powłokowych typu shell [7]. Zastosowano siatkę elementów prostokątnych 8-węzłowych o wymiarach: szerokość do zagięcia arkusza (fałdę z mocowaniem punktowym w środku podzielono dodatkowo symetrycznie w osi tych mocowań) i długość 100 mm (2350 elementów). Nie modelowano łączników. W odległości 100 mm od krawędzi zastosowano punktowe zamocowanie przegubowe xyz w dwóch punktach osi blachy, pozostała część blachy została oparta na kierownicach z wykorzystaniem metody kontaktu [7]. Kontakt zamodelowano w taki sposób, aby blacha mogła się swobodnie odkształcać, założono brak tarcia. Na Rys. 6 został przedstawiony widok modelu MES blachy fałdowej z programu ADINA.



Rys. 6. Widok modelu MES blachy fałdowej z programu ADINA (kąt obrotu 0°).

Fig. 6. The finite element (FE) model of corrugated metal sheet in ADINA (0° angle of rotation).

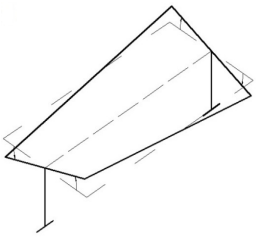
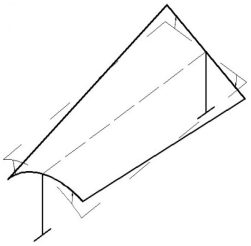
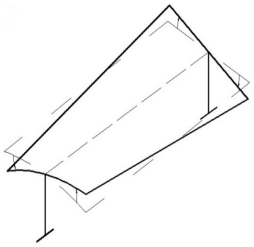
Materiał zamodelowano jako sprężysty izotropowy. Przyjęto moduł Younga równy 210 GPa, współczynnik Poissona 0,3 oraz gęstość 7860 kg/m^3. W obliczeniach uwzględniono ciężar własny blachy.

Obrót arkusza blachy fałdowej zrealizowano poprzez zadanie jako obciążenia przemieszczeń na końcach kierownic, tak aby uzyskać pożądany kąt obrotu. Podczas skręcania następowało zwiększenie szerokości arkusza w miejscu oparcia na kierownicach.

3. Analiza wyników symulacji komputerowych

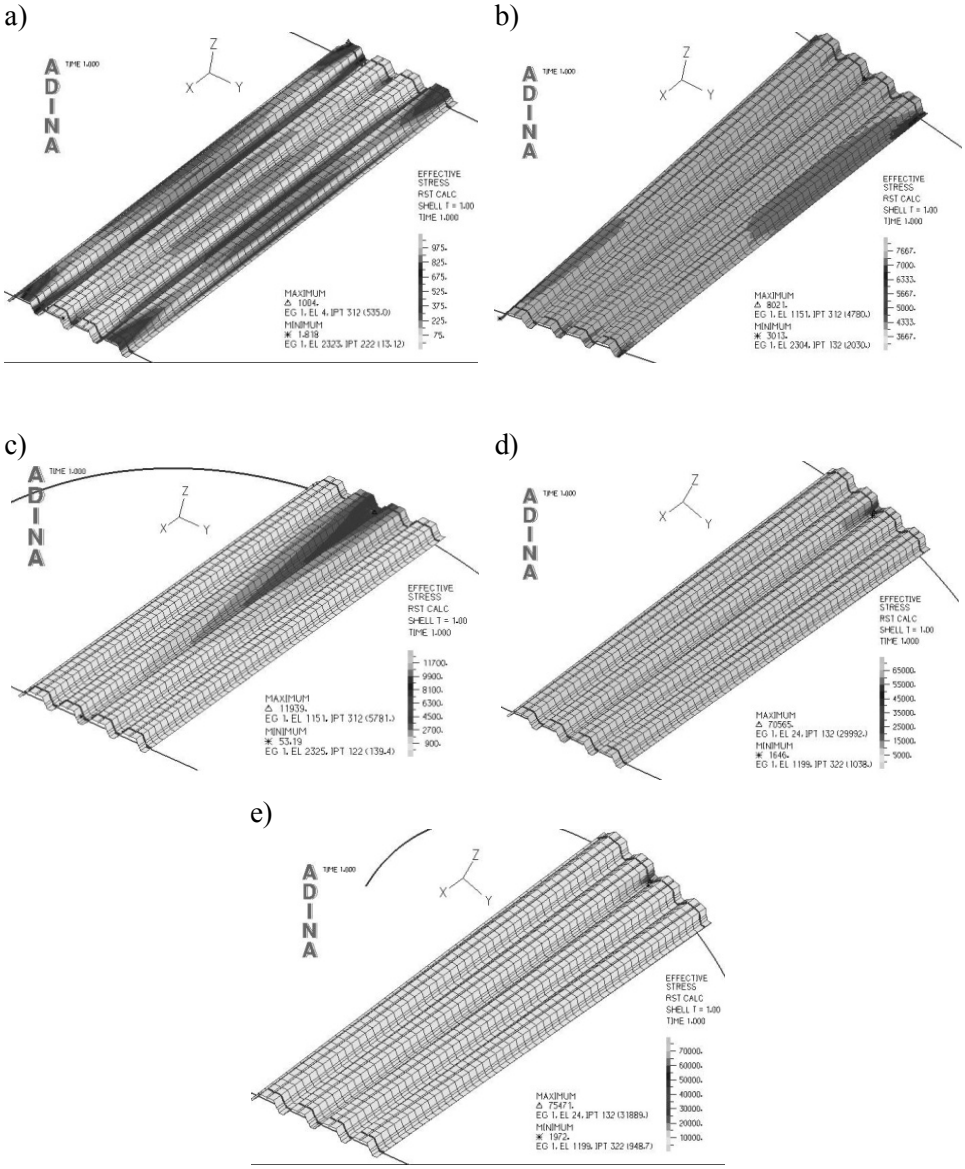
Tabela 1. Zestawienie wyników analizy numerycznej.

Table 1. Summary of the numerical analysis results.

Kąt obrotu [°]	Naprężenia efektywne max/min [MPa]		
	Dwie kierownice proste 	Jedna łukowa r=2m 	Jedna łukowa r=4m 
0	1,00 / 0,002 średnie: 0,2	11,94 / 0,05 średnie: 1,8	11,94 / 0,05 średnie: 1,8
5	2,37 / 0,71 średnie: 1,3	18,05 / 0,22 średnie: 2,0	18,30 / 0,26 średnie: 2,0
10	4,19 / 1,53 średnie: 2,2	34,59 / 0,65 średnie: 3,0	34,84 / 0,65 średnie: 3,0
15	6,09 / 2,27 średnie: 3,5	52,90 / 1,90 średnie: 4,0	51,06 / 1,75 średnie: 4,0
20	8,021 / 3,013 średnie: 5,0	75,471 / 1,972 średnie: 5,0	70,57 / 1,65 średnie: 5,0

Wyniki analizy numerycznej przedstawiono w postaci tabeli (Tabela 1), która przedstawia minimalne, średnie i maksymalne naprężenia efektywne jakie otrzymano dla różnych przypadków skręcania arkusza i dla zadanych kombinacji podpór. Naprężenia efektywne przedstawiono w MPa. Średnia wartość naprężeń zredukowanych mieści się w granicach od 0,2-5 MPa w zależności od zastosowanej kombinacji podpór.

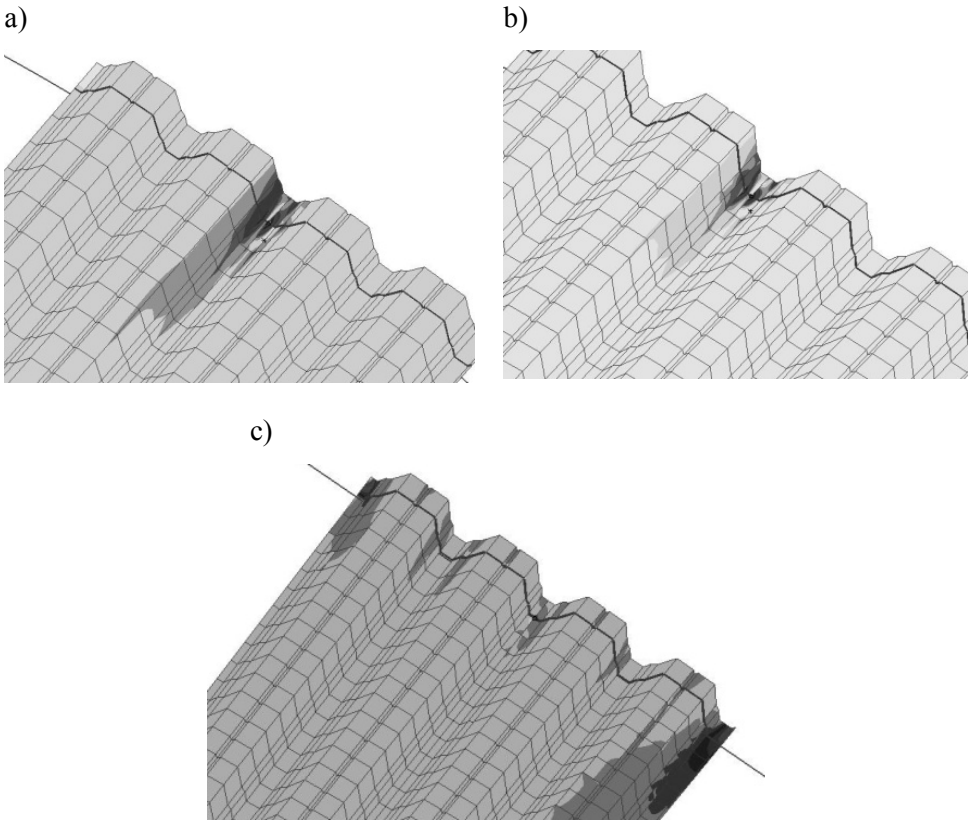
Mapy naprężeń zredukowanych dla wybranych przypadków kombinacji podpór przedstawiono na Rys. 7. Naprężenia efektywne przedstawiono w kPa.



Rys. 7. Mapy naprężeń dla przypadków: a) kierownice proste, kąt 0º, b) kierownice proste, kąt 20º, c) jedna kierownica łukowa o r = 4m, kąt 0º, d) jedna kierownica łukowa o r = 4m, kąt 20º, e) jedna kierownica łukowa o r = 2m, kąt 20º.

Fig. 7. Maps of stress for different shaped supporting profiles: a) both straight, angle 0 °, b) both straight, the angle of 20º, c) one arc of r = 4m, the angle of 0°, d) one arc of r = 4m, the angle of 20º, e) one arc with r = 2m, the angle of 20º.

Jak widać rozkład naprężeń jest ujednolicony na całej blasze, za wyjątkiem miejsc występowania łączników. Dla przypadku z prostymi kierownicami, praca blachy była bardziej równomierna, a różnice pomiędzy naprężeniami średnimi i ekstremalnymi były stosunkowo niewielkie ze względu na styk występujący na całej szerokości blachy. Mapy naprężeń dla przypadków prosta – łuk o r=2m i prosta – łuk o r=4m wyglądają podobnie, widoczna jest koncentracja naprężeń w miejscach występowania łączników (Rys. 8a,b), w przeciwieństwie do przypadku z prostymi kierownicami (Rys. 8c), gdzie styk znajdował się na całej szerokości blachy.



Rys. 8. Rozkład naprężeń w miejscach połączeń: a) jedna kierownica łukowa o r = 2m, kąt 20º, b) jedna kierownica łukowa o r = 4m, kąt 20º, c) kierownice proste, kąt 20º.

Fig. 8. Stress distribution in supported area: a) one arc of r = 2m, the angle of 20º, b) one arc of r = 4m, the angle of 20º, c) both straight, the angle of 20º.

4. Podsumowanie i wnioski

Blachy fałdowe mają wysoką ortotropię geometryczną, co daje możliwości kształtowania różnorakich postaci powłokowych. Powstają one dzięki sprężystej deformacji arkuszy. Poszczególne fałdy zmieniają swoją szerokość podczas skręcania powodują zginanie ścianek arkusza. Pojawiający się stan naprężeń w skręcanym arkuszu blachy fałdowej jest bardzo skomplikowany.

Analizując wyniki symulacji komputerowych można zauważyć, że wraz ze wzrostem kąta skręcania rosną naprężenia efektywne, zarówno średnie, jak i ekstremalne. Naprężenia te zmieniają się w zależności od stosowanej kombinacji podpór. W przypadku gdzie występowały dwie kierownice proste rozkład naprężeń był ujednolicony, a różnice pomiędzy naprężeniami były niewielkie. Wynikało to z tego, że styk występował na całej szerokości blachy. W przypadkach prosta-łuk widoczna jest koncentracja naprężeń w miejscach występowania łączników. Rozkład naprężeń dla przypadków prosta – łuk o r=2m i prosta – łuk o r=4m wyglądają podobnie ze względu na niewielką wartość obciążenia, blacha jest sztywna i opiera się wtedy w punkcie styku.

Znając kąt skręcania poszczególnych fałd w powłoce, niezależnie od rodzaju podparcia można określić przyrost szerokości arkusza oraz naprężeń efektywnych. Istnieje zatem ścisły związek pomiędzy zmianą szerokości fałdy, a zmianą naprężeń.

Na podstawie dotychczasowych podobnych badań numerycznych i doświadczalnych zrealizowanych na Politechnice Rzeszowskiej można stwierdzić poprawność otrzymanych wyników i wyciągniętych wniosków [4,5,6].

Literatura

[1] Kiełbasa Z.: Modelowanie komputerowe skręcanego arkusza blachy fałdowej, Sympozjum Projektowanie koncepcyjne- kształtowanie konstrukcji, konstrukcje z blach fałdowych, konstrukcje cienkościenne: Sympozjum z cyklu „Nowe Osiągnięcia Nauki i Techniki w Budownictwie, Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2001.

[2] Kiełbasa Z.: Wytężenia w ściankach skręcanego arkusza blachy fałdowej, Budownictwo i Inżynieria Środowiska, z. 32, 2000, s. 224-232.

[3] Reichhart A.: Kształtowanie geometryczne i konstrukcyjne powłok z blach fałdowych, Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2002.

[4] Reichhart A.: Zasady kształtowania i analizy przekryć powłokowych z blach fałdowych, Inżynieria i Budownictwo, nr 9, 2012, s. 462-466.

[5] Wasilewski A.: Wpływ krzywizny powłoki z blach fałdowych na jej sztywność i nośność, Praca dyplomowa magisterska, Rzeszów 2013.

[6] Teliga A., Uliasz P.: Badania zmian postaciowych i odkształceń skręcanego i zginanego arkusza blachy fałdowej, Praca dyplomowa magisterska, Rzeszów 2011.

[7] Bathe K.J.: Theory and Modeling Guide Volume I: ADINA Solids & Structures, ADINA R&D, Inc., Watertown 2012

NUMERICAL ANALYSIS OF STRESS DISTRIBUTION FOR TWISTED AND LOADED CORRUGATED METAL SHEETS

S u m m a r y

Corrugated sheets are highly geometrically orthotropic structures, what gives the opportunity to create the various forms of shells. The use of any deformation of the metal sheet in order to achieve varied shaped cladding or roofing requires an appropriate design procedure.

The aim of this study was to determine stress distribution in the twisted and loaded sheet using the finite element method software - ADINA 9.0. The analysis was conducted with the eight-node shell model of T85x0,72 sheet with a length of 5.0 m. The sheet was loaded 1kN / m^2 on the whole surface and placed on two profiles, which depending on the case were: both straight, straight and arc shaped with a radius of 2m or 4m. In each of these three cases, there were considered rotations of the supporting profiles with respect to each other of the following angle: 0 °, 5 °, 10 °, 15 °, 20 °. As a result effective stresses were obtained, of which mean ranged from 0.2 to 5MPa, depending on the case. The analysis concluded that the effective stress rising with the increase of the angle of twist, both the mean and the extreme values. What is more, the greater the rotation angle, the greater the difference between the mean and maximum stress. The stresses were concentrated in locations of connectors. The analysis showed that the stress vary depending on types of the support and angles of twist. Knowing the steering angle of each fold in the shell, regardless of type of support, the width of the sheet and the increase in effective stress can be specified. There is therefore a close relationship between the change in the width of the folds and the change in stress.

Keywords: shaping of sheets, elastic deformation, FEM analysis, unit twist angle

Przesłano do redakcji:30.05.2015
Przyjęto do druku:10.01.2016

DOI: 10.7862/rb.2015.204

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (4/15), październik-grudzień 2015, s. 405-415

Marta RYMAR[1]
Lucjan ŚLĘCZKA[2]

RESISTANCE AND DURABILITY ANALYSIS OF STEEL SUPPORTING STRUCTURE ON THE BELL TOWER OF ST. TRINITY CHURCH IN KROSNO

The paper describes the analysis of steel structure, supporting three bells in the belfry of St. Trinity Church in Krosno. The structure is dated from 1928 and has a form of riveted space truss, with slender members. The total mass of all bells, coming from the 17th century, is nearly equal to 4200 kilograms, so the dynamic forces coming from bells swinging are quite large. The paper describes specific problems associated with assessing the resistance of old steel structure, treated as a relic. The analysis covered technical condition assessment of the structure, evaluation of actions and environmental influences, mechanical parameters prediction of steel and rivets by non-destructive methods and also static and dynamic analysis of the structure. According to many years of exploitation, the fatigue verifications were also performed using the classification method.

Keywords: bell tower, static analysis, dynamic analysis, fatigue

1. Introduction

Krosno is a town situated in the south of the Podkarpackie Province. It is famous from many relics, monuments and old buildings. One of them is the bell tower of St. Trinity church, containing bells dating from the 17th century. There are three bells housed in the belfry, called Urban, Maryan and Jan. The largest one is Urban, with diameter equal to 1535 mm. It has about 2400 kilograms in weight and is commonly considered as one of the largest historical bells in Poland. The total mass of all three bells is close to 4200 kilograms, so the dynamic actions produced by swinging have a great effect on the supporting structure and on the tower. Steel structure directly supporting the bells

[1] Marta Rymar, Historic Preservation Officer in Krosno, ul. Staszica 2, 38-400 Krosno, tel. 13 47 436 31, rymar.marta@um.krosno.pl
[2] Author for correspondence: Lucjan Ślęczka, Politechnika Rzeszowska, Katedra Konstrukcji Budowlanych, ul. Poznańska 2, 35-084 Rzeszów, sleczka@prz.edu.pl

in the bell chamber is dated from 1928 and has a form of riveted space truss. Recently, the interior of the belfry became publicly available. According to the safety reasons, the supporting steel structure was analyzed to assess its strength and durability.

2. Cultural and historical background

The bell tower of St. Trinity Church in Krosno was built between 1637 and 1651. It was founded by Robert Wojciech Portius (Gilbert Porteous Lanxeth), citizen of Krosno from 1621, native of Scotland. The main body of tower has a nearly square section. Its width is about 8,8÷9,0 (Fig. 1 and 2). The main body is made of masonry. The thickness of the walls is 2,2 m at the wall basement and 1,25 m at the level of the bells' chamber (+9,54). The tower crown has a timber structure. The total height of the tower is 38,0 m. One wall of the tower is connected with the presbytery.



Fig. 1. North façade of the bell tower
Rys. 1 Północna fasada wieży dzwonnicy

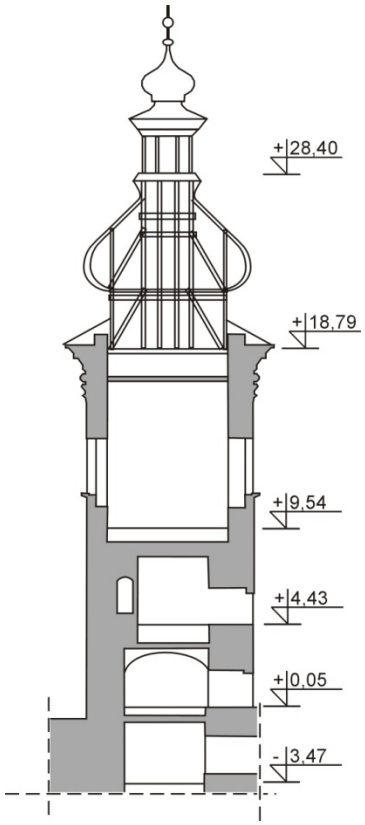


Fig. 2. General diagram of the tower
Rys. 2 Ogólny przekrój wieży

There are three bells in the belfry, Urban, Jan and Maryan, supported by steel yokes and truss structure, (Fig. 3). They were casted in 1639 by Szczepan Meutel and Jerzy Olivier. Urban is considered as one of the largest historical bells in Poland. Larger are only The Royal Sigismund Bell in the Sigismund Tower of the Wawel Cathedral in the Kraków and Tuba Dei bell hanging in the tower of Ss. Johns Cathedral in Toruń.

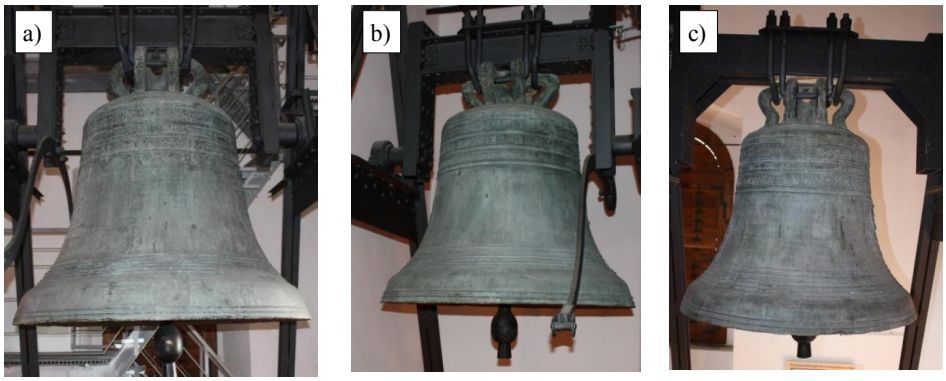


Fig. 3. Bells and their yokes: a) Urban, b) Jan, c) Maryan

Rys. 3. Dzwony i ich jarzma: a) Urban, b) Jan, c) Maryan

3. The technical condition of a steel structure

3.1 Geometric shape of the load-bearing system

The main load-bearing steel structure, directly supporting the bells in the bell chamber, consists of riveted space truss supported by three steel beams. Structure is dated from 1928. The original design documentation and static calculations are missing. So, for identification of their geometrical arrangement, visual inspection was used with appropriate measuring equipment. General view of recognized static system is shown in Fig. 4.

Elements of structure are made of hot-rolled UPN sections. Leg members forming the main components of the structure are battened build-up elements, connected through packing plates, but with too long distances between packing plates to check element for buckling as a single integral member. Bracing members are made of single or double UPN sections connected only at the beginning and in the end of element, without intermediate battens. Three steel joist, supporting the whole structure are made of IPN240 sections, and each of them has span equal to 6,3 m.

During the inspection, all steel shapes were checked to find out their type. Some of them were old-fashioned and are not in production today, so their section properties were read from textbooks from the beginning of last century [4],

[11]. Thickness measurement of the web and flange enabled to assess rolling tolerances and size of potential corrosion losses. The influence of the environment on the structure was determined by assessment of the condition of surface protection.

The state of the structure as a whole was identified as a good, and there were no signs of degradation or damage. Also it was checked that the structure did not show any distortion or excessive vibration of load-bearing system parts during the dynamic action of the bells.

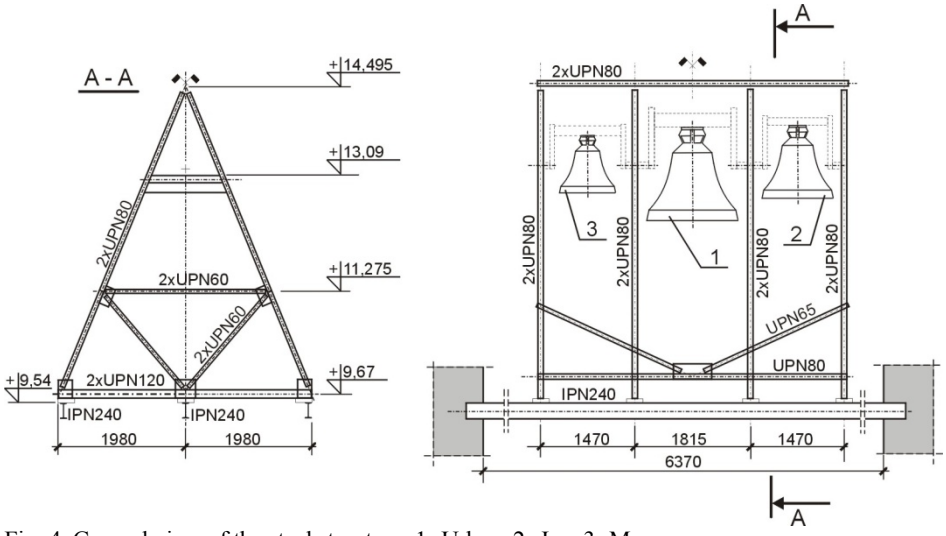


Fig. 4. General view of the steel structure: 1- Urban, 2- Jan, 3- Maryan

Rys. 4. Ogólny widok konstrukcji stalowej: 1 - Urban, 2 - Jan, 3 - Maryan

3.2 Mechanical properties of steel and connectors

It was not possible to collect any samples of material to take direct destructive tests, because the structure is now treated as a relic, so non-destructive methods were used to determine the crucial properties of a material. The hardness test of steel and connectors (rivets) was applied and relationship given from literature [6] has enabled to estimate strength parameters:

$$R_e = 2{,}418 \cdot HB;\ R_m = 3{,}224 \cdot HB; \tag{1}$$

where: HB is Brinell hardness.

Although it is considered that the results of hardness measurement for historical steel should be treated with caution, obtained results give insight into real mechanical parameters of steel.

To provide proper measurements, the portable hardness tester (type TH170) was used in case of sections. Measurements were done in three

areas (flanges of two beams and the gusset plate). There were at least six measurement points in each area. A few rivets were cut-off during the change of the steel yoke few years ago, so testing of the rivets could be performed in laboratory, not in situ.

Obtained results are presented in Table 1 and 2, as mean values from measurements and calculated standard deviation.

Table 1. The mechanical parameters of the steel based on hardness testing

Tabela 1. Mechaniczne parametry stali w oparciu o badania twardości

	R_e [N/mm^2]	R_m [N/mm^2]
Mean value	305	406
Standard deviation	20	27

Table 2. The mechanical parameters of the rivets based on hardness testing

Tabela 2. Mechaniczne parametry nitów w oparciu o badania twardości

	R_{er} [N/mm^2]	R_{mr} [N/mm^2]
Mean value	318	423
Standard deviation	8	11

3.3 Connections

The whole structure is riveted, with bolted erection joints. The diameter of rivets, used to connect main elements, is equal to 21 mm. The bolts are not marked and they have diameter 16 mm. All exposed connections were checked on the occurrence of possible cracks. Loosening of bolts and rivets was checked visually by tapping.

4. Assessment of load-bearing structure

It was decided, that structural resistance, serviceability and durability of structure would be checked using the present valid standards and regulations (Eurodode 3) [1], [4]. Previous standards and regulations [3], [13] served only as informative background.

4.1 Actions

A bell is physical pendulum, i.e. rigid body with a mass, free to rotate about a fixed horizontal axis of rotation [12]. Bell's movement causes periodic horizontal H and vertical V forces, shown in Fig. 5. In Eurocode family there is no standard giving directly design guidance and actions coming from bell's motion. The forces arising from ringing have been taken from DIN 4178 [5].

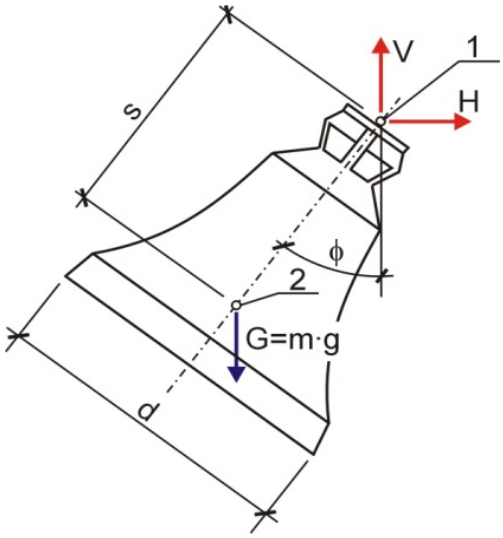


Fig. 5. Vertical and horizontal forces associated with bell movements; 1 - axis of rotation, 2 – centre of gravity, m – mass of a bell, ϕ – angular displacement

Rys. 5.Pionowe i poziome siły związane z ruchem dzwonu; 1 – oś obrotu, 2 – środek ciężkości, m – masa dzwonu, ϕ – przemieszczenie kątowe

The main parameters influencing the forces associated with bell movement are: bell diameter d_n, weight of bell G_n, swing angle α_n (maximum value of angular displacement ϕ), shape factor c_n and strike rate N. Such parameters, for bells housed in considered belfry, are shown in Table 3. All bells are suspended by cranked steel yokes.

Table 3. Bells housed in the belfry and their main parameters

Tabela 3. Pomieszczenie dzwonów w dzwonnicy i ich główne parametry

No.	Name	Basic tone, [-]	Diameter of the bell, d_n [mm]	Swing angle, α_n [°]	Weight of bell, G_n [kN]	Strike rate, N [1/min]
1	Urban	cis1	1535	64	24	46
2	Jan	e1	1200	54	12	50
3	Maryan	gis1	950	56	5,8	56

Static values of actions coming from excitations were considered as two cases of loading, for each bell. First one was the situation of the maximum horizontal force $H_{n,max}$ and accompanying value of the vertical force V_n, second one was the case of the maximum vertical force $V_{n,max}$ with accompanying value of the vertical force H_n=0. Values of considered actions were calculated using the expressions [5]:

$$H_{n,\max} = c_n \cdot G_n \cdot \lambda_{\max,h}(\alpha_n) \tag{2}$$

$$V_n = c_n \cdot G_n \cdot \lambda_{zug,v}(\alpha_n) + G_n \tag{3}$$

$$V_{n,\max} = c_n \cdot G_n \cdot \lambda_{\max,v}(\alpha_n) + G_n \tag{4}$$

where: $\lambda_{max,h}$, $\lambda_{max,v}$, $\lambda_{zug,v}$ are coefficients describing the ratio of the dynamic force amplitude to the weight of the bell, and

c_n is shape factor, giving the ratio of s length (distance from center of gravity to axis of rotation, see Fig. 5) to the effective length of simple gravity pendulum with the same period of the motion, as considered bell.

Values of horizontal and vertical forces obtained from equations (2)÷(4) and examined cases of loading are shown in Table 4.

Table 4. Horizontal and vertical forces coming from bells (characteristic values)

Tabela 4. Poziome i pionowe siły wywołane ruchem dzwonów (wartości charakterystyczne)

No.	Name	Case 1 of loading	Case 2 of loading
1	Urban	V_1=26,5 kN; $H_{1,max}$=15,1 kN	$V_{1,max}$=42,5 kN; H_1=0
2	Jan	V_2=12,4 kN; $H_{2,max}$=6,1 kN	$V_{2,max}$=18,5 kN; H_2=0
3	Maryan	V_3=6,0 kN; $H_{3,max}$=3,0 kN	$V_{3,max}$=9,0 kN; H_3=0

Forces coming from ringing were considered as leading, but also thermal actions were taken into account. Chamber with bells has a large openings, only partially closed by sound shutters, so the temperature changes of structural elements are the same as changes of shade air temperature. Initial temperature when structural element is restrained was considered as T_0=8°C, maximum shade air temperature was designated as T_{max}=36°C and minimum shade air temperature T_{min}=-30°C.

4.2 Static analysis

Structural analysis was made using Autodesk Robot Structural Analysis software. Model was built as a space frame, as shown in Fig. 6. The behaviour of the connections was considered in analysis as fully rigid or simple.

Buckling analysis was performed to determine the effects of deformed geometry on the structure. Obtained global mode of instability is shown in Fig. 7, with elastic critical buckling load factor α_{cr} = 10,8.

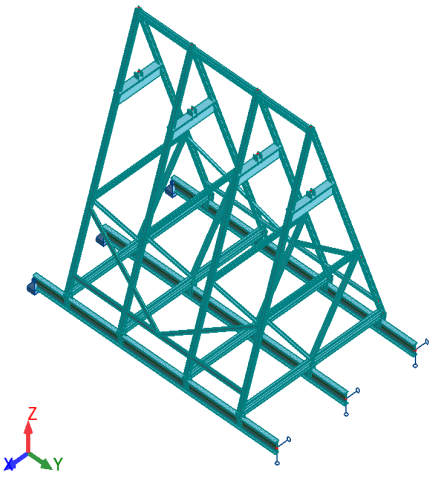


Fig. 6. Frame modeling with the finite element approach

Rys. 6 Model ramy w ujęciu MES

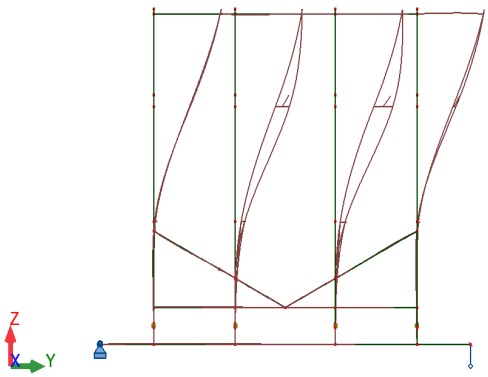


Fig. 7. Mode of global instability of structure

Rys. 7 Forma globalnej niestateczności konstrukcji

Although $\alpha_{cr} = 10{,}8 > 10$, it was decided to perform second order analysis, with influence of global initial sway imperfections. Initial imperfection (global sway of structure) was assessed as $\phi = 3{,}6 \cdot 10^{-3}$ rad. The internal forces and moments were determined using elastic global analysis. Partial factors for gravity and imposed loads were taken as specified in [8] ($\gamma_G = 1{,}35$ and $\gamma_Q = 1{,}50$). According to [5], load arrangement of horizontal and vertical forces coming from bells was considered as a sum of all forces produced by each bell.

Based on the hardness testing the mechanical parameters of steel were assumed as for steel grade S235. Cross sections resistance and member stability were checked using the procedures taken from [9]. All criteria were satisfied, although the utilization degree of elements capacity was rather high.

4.3 Dynamic analysis

Fundamental frequency of steel supporting structures, obtained from FE model, is equal to f_s=1,54 Hz. A strike rate of bells lies in the range between 46 and 56 impacts per minute (see Table 3), so the swing rate becomes $n = 23 \div 28$ swings/min. This results in the swing frequency $f = 23/60 \div 28/60 = 0{,}38 \div 0{,}46$ Hz. So, the forces associated with bells have frequency over three times less than fundamental frequency of steel structures.

According to simple design rules [2] resonance with the harmonic components of the bell forces - particularly that of the third harmonic - should be avoided. Such criterion is fulfilled when fundamental structure frequency

is at least 20% higher than the excitation frequency of the third harmonic. In considered case:

$$3 \cdot f \cdot 1{,}2 = 3 \cdot (0{,}38 \div 0{,}46) \cdot 1{,}2 = 1{,}37 \div 1{,}66 Hz \approx f_s = 1{,}54 Hz \tag{5}$$

So above criteria is nearly fulfilled, and it was assumed that resonance did not occur. More sophisticated dynamic analysis and measurements of existing structure (supporting steel structure and the tower) are now in progress.

4.4 Fatigue analysis

For fatigue verifications the provisions of EN 1993-1-9 [10] and [7] were applied.

In the past, up to 2012, only one bell (Maryan) was ringing three times a day. Only once a week two bells (Maryan and Jan) were launched and three times a year all three bells were used. Now, from 2012 the system of ringing is quite similar, but Jan tolls every day, instead of Maryan. To verify failure caused by fatigue, as a representative value of actions forces coming from one bell was considered. Effective time of ringing was measured as 3 times a day x 4 min, so taking into account strike rate (see Table 2) it gives about 300 numbers of cycles per day. So in period 1928-2012 total number of cycles associated with Maryan swinging is equal to $N_3=10{,}3 \cdot 10^6$, and number of cycles associated with Jan ringing (from 2012 up now) is equal $N_3=0{,}1 \cdot 10^6$.

Nominal stresses were calculated at the site of potential fatigue initiation, coming from characteristic values of actions. It was find out, that the greatest impact of fatigue occurs in longitudinal beams made of IPN240. Up to 2012 the beam was not welded, so detail category was assumed as $\Delta\sigma_c = 90$ (structural element with holes subject to bending and axial force). In 2012, during the modernization work, upper part of structure was joined to the beam by welding, so detail category has changed to $\Delta\sigma_c = 80$. It was verified that under fatigue loading criterion (5) is fulfilled:

$$\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_C / \gamma_{Mf}} \le 1{,}0 \tag{6}$$

where γ_{Ff} and γ_{Mf} are partial factors and $\Delta\sigma_{E,2}$ is equivalent constant amplitude stress range at $2 \cdot 10^6$ cycles.

The fatigue analysis also showed the elements, that can be particularly careful observed during the future inspections.

5. Conclusions

The building of bell tower is one of the most recognizable landmarks in the city. Now stands as relic and currently is popular tourist attraction. Recently, the interior of the belfry became publicly available. Now chambers of belfry are also used as a gallery.

According to the safety reason, the supporting steel structure was analyzed to assess its strength and durability. The paper presents some specific problems associated with assessing the resistance of old steel structure, loaded in non typical way.

Bibliography

[1] Agocs Z., Ziółko J., Vičan J., Brodniansky J.: Assessment and refurbishment of steel structures. Spon Press, Taylor & Francis Group, Ister Science Ltd., 2005.

[2] Bachmann H. et al.: Vibration problems in structures. Practical guidelines. Birkhauser Verlag, 1995.

[3] Bryła S.: Podręcznik budownictwa żelaznego. Nakładem Księgarni Polskiej Bernarda Połonieckiego, 1924.

[4] Czapliński K.: Dawne wyroby ze stopów żelaza. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław, 2009.

[5] DIN 4178 Glockentürme. Deutsches Institut für Normung, 2005.

[6] Gosowski B., Organek P.: Use of the hardness test in-situ for evaluation of strength of steel from the early 20th century. Metal Structures – Scientific Technical Conference, Kielce-Suchedniów, 2-4 July 2014, pp.139-142.

[7] Kühn B. et al.: Assessment of existing steel structures: Recommendations for estimation of remaining fatigue life. European Commission Joint Research Centre, 2008.

[8] PN-EN 1990 Eurocode - Basis of structural design. PKN, Warszawa 2004.

[9] PN-EN 1993-1-1 Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. PKN, Warszawa 2006.

[10] PN-EN 1993-1-9 Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-9: Fatigue. PKN, Warszawa 2007.

[11] Pszenicki A.: Tablice momentów statycznych i bezwładności blach i kątowników używanych w mostownictwie i budownictwie stalowem. Komitet Wydawniczy Podręczników Akademickich przy Ministerstwie W.R i O.P., Warszawa 1932.

[12] Rapp P.: Historical bells – mechanics and drive problems. Journal of Heritage Conservation, No. 40/2014, pp. 41-57.

[13] Rozporządzenie Ministra Robót Publicznych z dnia 18 czerwca 1929 r. zawierające przepisy o granicach wytrzymałości materiałów i konstrukcyj budowlanych.

ANALIZA NOŚNOŚCI I TRWAŁOŚCI STALOWEJ KONSTRUKCJI WSPORCZEJ NA WIEŻY DZWONNICY KOŚCIOŁA ŚW. TRÓJCY W KROŚNIE

S t r e s z c z e n i e

Artykuł opisuje analizę konstrukcji stalowej, podtrzymującej trzy dzwony w dzwonnicy Kościoła Św. Trójcy w Krośnie. Konstrukcja jest datowana na 1928 rok i ma formę przestrzennej kratownicy nitowanej o smukłych elementach. Masa całkowita wszystkich dzwonów, pochodzących z XVII wieku, równa się niemal 4200 kilogramów, więc siły dynamiczne pochodzące od kołysania się ich są całkiem duże. W artykule przedstawiono pewne problemy związane z oszacowaniem nośności starych konstrukcji stalowych, traktowanych jako zabytkowe. Analiza objęła oszacowanie technicznego stanu konstrukcji, ocena oddziaływań i wpływów środowiskowych, określenie mechanicznych parametrów stali elementów i nitów metodami nieniszczącymi, a także analizę statyczną i dynamiczną konstrukcji. Ze względu na wieloletnia eksploatacje konstrukcji, przeprowadzono również weryfikację zmęczeniową używając metody naprężeń nominalnych zwanej metodą klasyfikacyjną.

Słowa kluczowe: wieża dzwonnicy, analiza statyczna, analiza dynamiczna, zmęczenie

Przesłano do redakcji:26.05.2015
Przyjęto do druku:10.01.2016

DOI: 10.7862/rb.2015.205

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (4/15), październik-grudzień 2015, s. 417-426

Zbigniew SIEJKA[1]

OPRACOWANIE SIECI WEKTOROWEJ GNSS, ZINTEGROWANEJ Z POMIARAMI KLASYCZNYMI NA PRZYKŁADZIE OSNOWY KOLEJOWEJ

W pracy przedstawiono sposób wykorzystania klasycznych i satelitarnych technik pomiarowych do zakładania osnów geodezyjnych na obiektach liniowych na przykładzie szlaku kolejowego. Przyjęto, że osnowę tego typu tworzą zespoły dwóch lub trzech punktów rozmieszczonych w odległościach około 2 km, które stanowią osnowę podstawową i wyznaczane są metodą satelitarną GNSS. Następnie konstrukcje te zagęszczane zostają podsieciami łańcuchowymi, które realizowane są klasycznymi naziemnymi technikami geodezyjnymi, głównie za pomocą precyzyjnej tachimetrii elektronicznej. Opracowanie numeryczne tego typu sieci może być realizowane w dwóch wariantach: jako rozwiązanie dwuetapowe lub rozwiązanie jednoetapowe. W pracy przedstawiono wyniki pomiarów doświadczalnych wykonanych na odcinku linii kolejowej o długości około 8 km, scharakteryzowano rzeczywistą dokładność wyznaczenia współrzędnych punktów zintegrowanej osnowy kolejowej na podstawie dwóch przyjętych wariantów opracowania (wyrównania). W oparciu o uzyskane wyniki pomiarów i opracowań wykazano ponadto wysoką przydatność techniki satelitarnej GNSS zintegrowanej z pomiarami klasycznymi do zakładania sieci realizacyjnych dla inwestycji liniowych z uwzględnieniem wymagań dokładnościowych, niezawodnościowych i funkcjonalnych.

Słowa kluczowe: GNSS, osnowa realizacyjna, wyrównanie sieci

1. Wprowadzenie

W dziedzinie pomiarów geodezyjnych w ostatnich latach ogromnego znaczenia nabrały techniki satelitarne. Szczególne uznanie zdobyły metody fazowe (różnicowe) GNSS, pozwalające wyznaczyć z dużą dokładnością wektory, dla par punktów, które mogą być wykorzystywane w realizacji zintegrowanych pomiarów geodezyjnych. W wielu bowiem przypadkach pomiary satelitarne GNSS nie mogą być wykonywane np. ze względu na występujące zakłócenia

[1] Autor do korespondencji: Uniwersytet Rolniczy w Krakowie, Al. Mickiewicza 21, 31-120 Kraków, tel. 12-662-45-39, rmsiejka@cyf-kr.edu.pl

sygnałów satelitarnych czy niekorzystne usytuowanie terenu lub samego obiektu dla przebiegu sygnałów satelitarnych. Zachodzi wówczas konieczność zastosowania klasycznych pomiarów naziemnych, za pomocą tachimetrów lub innych instrumentów pomiarowych. Także tam, gdzie występują trudności z identyfikacją stałego układu odniesienia, technika satelitarna pozwala na łatwe nawiązanie wyznaczanej sieci, czasami do odległych ale stabilnych punktów odniesienia jakimi są stacje referencyjne. Bardzo pomocny w tym względzie jest działający w Polsce od kilku lat system permanentnych stacji referencyjnych ASG-EUPOS.

Najistotniejszym wymogiem jakościowym przy realizacji tras komunikacyjnych, takich jak linie kolejowe lub autostrady jest zachowanie wysokiej dokładności wyznaczenia punktów osiowych w kierunkach poprzecznych do osi trasy, zarówno w poziomie jak też w wysokości. W szczególności istnieją potrzeby wyznaczania długich, wielokilometrowych odcinków prostoliniowych osi torów kolejowych, a także precyzyjnego tyczenia sytuacyjnego i wysokościowego elementów krzywoliniowych osi (krzywych przejściowych, łuków kołowych, przechyłek wysokościowych). Realizowanie tego typu zadań jest możliwe w oparciu o precyzyjną, trójwymiarową osnowę geodezyjną, cechującą się odpowiednią klasą dokładności i niezawodności. Wiadomo, że trójwymiarowe wektory GNSS, o znacznych długościach, nawet kilkudziesięciokilometrowych możemy aktualnie wyznaczać z dokładnością milimetrową. Analogiczna dokładność dotyczy także wyznaczania orientacji wektora GNSS. Daje to możliwość zapewnienia jednorodności skali i orientacji sieci rozlokowanej na dużym obszarze, co odpowiada charakterowi typowych sieci realizacyjnych zakładanych na terenach kolejowych [4].

Uzasadnione więc wydaje się wykorzystanie technologii GNSS, zwłaszcza dla „zbudowania" podstawowej sieci realizacyjnej, która byłaby następnie zagęszczana konstrukcjami wykorzystującymi naziemne techniki geodezyjne tj. precyzyjna tachimetria elektroniczna czy precyzyjna niwelacja geometryczna. Stwarza to możliwość pod względem konstrukcyjnym, zakładania osnów realizacyjnych jako sieci jednorzędowych lub dwurzędowych. Rozwiązania takie są prawnie usankcjonowane w polskim prawodawstwie Rozporządzeniem Ministra Spraw Wewnętrznych i Administracji z dnia 9 listopada 2011 roku w sprawie standardów technicznych wykonywania geodezyjnych pomiarów sytuacyjnych i wysokościowych oraz opracowywania i przekazywania wyników tych pomiarów do państwowego zasobu geodezyjnego i kartograficznego (rozdział 1, § 52, ust. 3) [6].

2. Struktura osnowy kolejowej

Geodezyjne osnowy dla tras komunikacyjnych takich jak linie kolejowe, sytuowane są wzdłuż szlaków kolejowych w obrębach rozjazdów oraz stacji. Zadaniem ich jest zabezpieczenie pod względem funkcjonalnym oraz dokładno-

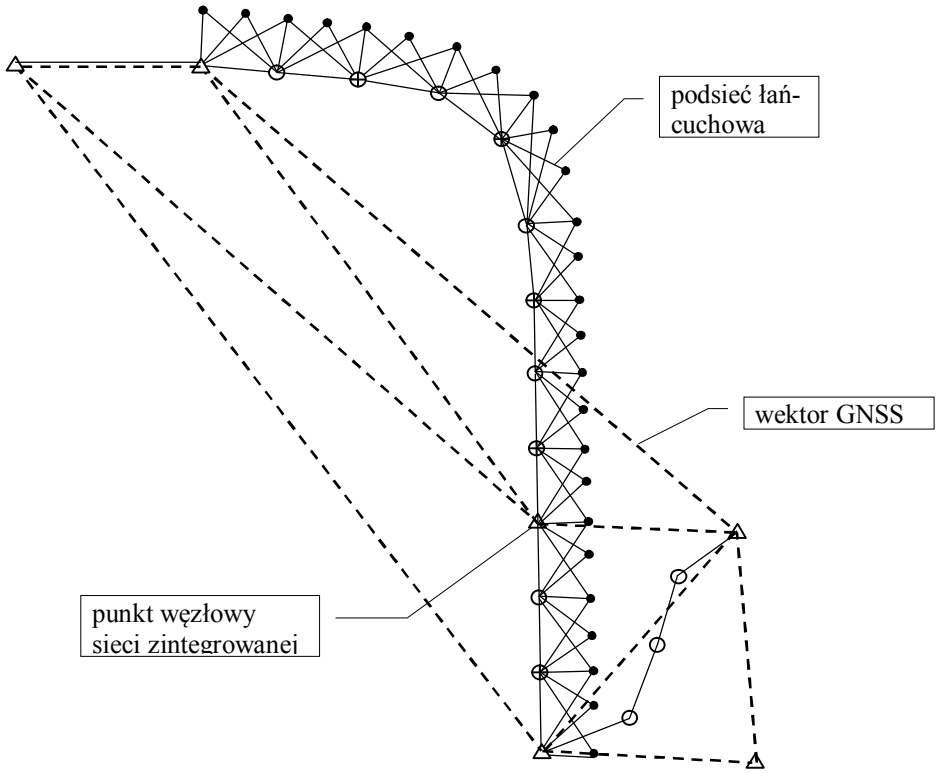
ściowym wszelkich prac geodezyjnych prowadzonych na etapie budowy i eksploatacji, a także dla potrzeb kontroli oraz regulacji osi torów, wyznaczenia ewentualnych przemieszczeń, jak również modernizacji szlaków kolejowych. Tak więc muszą to być precyzyjne osnowy wielofunkcyjne dopasowane do wymagań stawianych pomiarom realizacyjnym i inwentaryzacyjnym. Ponadto będą one posiadały specjalną strukturę osnów wydłużonych wzdłuż szlaków z pewnymi elementami o charakterze osnów powierzchniowych w obrębie stacji i rozjazdów kolejowych. Wyróżniamy ponadto kilkanaście sposobów stabilizacji punktów osnów kolejowych w zależności od ich rodzaju i miejsca lokalizacji. Stabilizacja punktów na terenach kolejowych może odbywać się: na obiektach i konstrukcjach inżynierskich, a także w gruncie przylegającym do szlaków w tym na nasypach oraz zboczach skarp.

Ogólnie we współczesnych osnowach wydłużonych dla tras komunikacyjnych wyodrębniamy dwie podstawowe grupy punktów: grupę punktów odniesienia oraz grupę punktów zagęszczających.

Punkty odniesienia mogą tworzyć osnowę podstawową (osnowę I rzędu) natomiast punkty zagęszczające osnowę szczegółową (osnowę II rzędu). Ponadto punkty odniesienia wyznaczane techniką satelitarną GNSS mogą stanowić punkty węzłowe dla konstrukcji je zagęszczających, wykorzystujących naziemne techniki geodezyjne, głównie precyzyjną tachimetrię elektroniczną. Tego typu konstrukcje zagęszczające sieci geodezyjne nazywane są w literaturze i pracach aplikacyjnych przedmiotu, podsieciami łańcuchowymi [2], [4]. Punkty osnowy podstawowej stabilizuje się trwałymi znakami ziemnymi usytuowanymi wzdłuż szlaku kolejowego parami lub zespołami 3 lub 4 punktów w odległościach 200 – 300 m w odstępach około 2 km.

Zagęszczenie tych punktów stanowią osnowy łańcuchowe wyznaczane technikami geodezji klasycznej, najczęściej za pomocą precyzyjnej tachimetrii elektronicznej, w których punkty ciągów poligonowych są tylko częściowo stabilizowane trwale, natomiast większość stanowią punkty tymczasowe lub tzw. swobodne stanowiska (free station), bowiem zasadniczą kolejową osnowę specjalną (KOS) stanowią obecnie punkty utrwalane na słupach trakcji elektrycznej. Współrzędne wszystkich punktów zagęszczających również tych utrwalanych na słupach wyznacza się metodą pełnych współrzędnych biegunowych. Tak więc typowy układ geometryczny osnowy kolejowej składa się z czterech rodzajów punktów (rys. 1.):

- punktów odniesienia, stabilizowanych trwałymi znakami,
- punktów ciągów poligonowych stabilizowanych trwale,
- punktów ciągów poligonowych stabilizowanych tymczasowo lub niestabilizowanych (free stadion),
- punktów utrwalanych na słupach trakcji elektrycznej.



Legenda:

△ - punkt odniesienia
○ - punkt ciągu poligonowego stabilizowany trwale
⊕ - punkt ciągu poligonowego niestabilizowany trwale
• - punkt utrwalany na słupie trakcji elektrycznej
– – – – wektor GNSS
——— obserwacja biegunowa.

Rys. 1. Ogólna koncepcja osnowy kolejowej

Fig. 1. The overall concept of the geodetic networks of the rail route

Sieci zbudowane z wektorów GNSS oraz biegunowych obserwacji naziemnych (np. w postaci sieci łańcuchowych), posiadają korzystną cechę polegającą na tym, że długie wektory GNSS mierzone są praktycznie ze stałą dokładnością milimetrową rzędu 5 mm, będą wpływać korzystnie na zmniejszenie błędu względnego naziemnych sieci wypełniających (łańcuchowych) zbudowanych z krótkich boków. Zakładając standardowo, stały błąd pomiaru wektora rzędu 5 mm, na bazie 2 km otrzymamy błąd kątowy rzędu 1.6^{cc}, zmniejszający się na odległości 10 km do 0.2^{cc}. Dokładność ta istotnie przewyższa możliwości pomiarów klasycznych w tego typu zastosowaniach empirycznych. Wektory GNSS będą więc działać usztywniająco na całą konstrukcję geometryczną realizowanej sieci.

3. Badania i metody obliczeniowe

Proces opracowania numerycznego sieci zintegrowanej możemy realizować w dwóch podstawowych wariantach. Wariant pierwszy to rozwiązanie dwuetapowe, polegające na tym, że w pierwszej kolejności dokonujemy niezależnego opracowania sieci pomierzonej techniką satelitarną GNSS, wynikiem wyrównania są współrzędne osnowy podstawowej. Następnie w drugim etapie dokonujemy wyrównania sieci klasycznej (szczegółowej), zakładając, że punkty sieci GNSS stanowią dla niej punkty nawiązania.

Drugi wariant polega natomiast na łącznym wyrównaniu wektorów GNSS z obserwacjami klasycznymi. Rozwiązanie to ma uzasadnienie w postaci dodatkowej wzajemnej kontroli obydwu wyrównywanych łącznie sieci (wektorowej i klasycznej), jednak w takiej sytuacji istotne znaczenie odgrywa precyzyjne określenie wag obserwacji ze względu na znaczne dysproporcje długich wektorów GNSS w stosunku do długości celowych w pomiarach klasycznych.

W pracy przedstawiono przykład opracowania zintegrowanej sieci realizacyjnej dla nowego układu torowego, linii kolejowej nr 131 (Chorzów Batory – Tczew) na pewnym, wybranym odcinku w województwie śląskim. Obiekt miał charakter typowo liniowy, o średniej szerokości około 40 m i długości 7.9 km, w całości znajdował się w wydzielonym obszarze kolejowym. Zaprojektowana osnowa realizacyjna składała się z osnowy podstawowej (11 punktów) wyznaczonej metodą statyczną GNSS oraz wypełniającej (176 punktów) pomierzonej metodą klasyczną za pomocą tachimetru elektronicznego. Ilościową charakterystykę sieci geodezyjnych zestawiono w tabeli 1.

Tabela 1. Charakterystyka zbiorów danych sieci realizacyjnych

Table 1. Characteristic of data sets of setting out networks

Parametry	Sieć wektorowa GNSS	Sieć klasyczna	Sieć zintegrowana
Liczba wszystkich punktów sieci	16	187	192
Liczba punktów nawiązania sieci	5	11	5
Liczba pomierzonych obserwacji / pseudoobserwacji	327	767	959
Liczba elementów nadwymiarowych układu	294	415	585
Błąd średni centrowania w poziomie	0.005 [m]	0.005 [m]	0.005 [m]
Błąd średni pomiaru wysokości	0.005 [m]	0.005 [m]	0.005 [m]
Globalny wskaźnik niezawodności	89 [%]	54 [%]	61 [%]

Pomiar osnowy podstawowej zrealizowany został techniką satelitarną GNSS, metodą statyczną za pomocą siedmiu odbiorników firmy Trimble R8 Model 3. Odbiorniki te w trybie statycznym zapewniają precyzję wyznaczenia współrzędnych odpowiednio; dla pozycji poziomej 3 mm + 0.1 ppm RMS oraz dla pozycji pionowej 3.5 mm + 0.4 ppm RMS [7].
Obserwacje w trakcie całej kampanii wykonywane były jednocześnie do satelitów GPS i GLONASS. Przyjęto następujące założenia pomiarowe:

- czas trwania sesji pomiarowej na punkcie wyznaczanym – 3h,
- interwał rejestracji danych – 1 sekunda,
- kąt obcięcia horyzontu – 5°,
- minimalna liczba obserwowanych satelitów – 5.

Do opracowania obserwacji wykorzystano pięć najbliżej zlokalizowanych stacji referencyjnych systemu ASG-EUPOS (TAR1, KATO, KLOB, LELO, OPLE), które posłużyły jako punkty nawiązania. Opracowanie obserwacji wykonano w postprocessingu na podstawie dyskretnych obserwacji fazowych metodą podwójnych różnic faz [3]. Wynikiem obliczeń były składowe wektorów GNSS (ΔX, ΔY, ΔZ) w układzie geocentrycznym wraz z ich parametrami dokładnościowymi w postaci błędów średnich.

Pomiar osnowy wypełniającej wykonany został za pomocą precyzyjnego tachimetru elektronicznego SPECTRA PRECISION GEODIMETER 620 Pro, który charakteryzował się następującymi parametrami technicznymi:

- odchylenie standardowe pomiaru kąta – 3^{cc},
- dokładność odczytu kierunku - 1^{cc},
- błąd pomiaru odległości – 2mm + 2ppm
- minimalna ogniskowa – 1.7 m.

Opracowanie wykonano w dwóch wariantach. Wariant I - jako sieci dwurzędowej, w którym kolejność obliczeń była następująca (opracowanie dwuetapowe):

a) Postprocessing obserwacji satelitarnych GNSS (wynik - zbiór wektorów GNSS wraz z błędami średnimi ich wyznaczenia).
b) Wyrównanie swobodne sieci satelitarnej GNSS w ortokartezjańskim układzie odniesienia (OXYZ) elipsoidy GRS80 (wynik - zbiór wyrównanych współrzędnych (BLH_{ITRF}) w układzie ITRF).
c) Transformacja 3D $BLH_{ITRF} \rightarrow BLH_{ETRF.}$
d) Transformacja płaska z układu $BL_{ETRF} \rightarrow$ xy2000.
e) Wyrównanie sieci niwelacyjnej 1D.
f) Wyrównanie sieci klasycznej w nawiązaniu do wyznaczonych techniką satelitarną GNSS współrzędnych punktów nawiązania (xy2000).

Wariant II - jako sieci jednorzędowej (opracowanie jednoetapowe). Wyrównanie łączne sieci klasycznej zintegrowanej z wektorami GNSS może odbywać się na elipsoidzie (GRS80) lub na płaszczyźnie układu odwzorowawczego. W obu przypadkach etapem wstępnym jest odpowiednie przygotowanie obserwacji (długości mierzonych dalmierzami, kątów poziomych, wektorów GNSS oraz różnic wysokości) polegające na zredukowaniu ich do wspólnej przestrzeni matematycznej, w której utworzony zostanie model funkcjonalny wyrównania. W niniejszej pracy wyrównanie łączne obydwu sieci wykonano na elipsoidzie. Całość opracowania przebiegała następująco:

a) Postprocessing obserwacji satelitarnych GNSS (wynik - zbiór wektorów GNSS wraz z błędami średnimi ich wyznaczenia).
b) Rzutowanie wektorów GNSS na elipsoidę GRS80.
c) Rzutowanie obserwacji klasycznych na elipsoidę GRS80 (wprowadzenie korekt na podstawie znanych parametrów pola fizycznego Ziemi) [5].
d) Wyrównanie na elipsoidzie sieci poziomej zintegrowanej (dwuwymiarowej).
e) Wyrównanie sieci niwelacyjnej, wysokościowej zintegrowanej (jednowymiarowej).

Poprawny proces wyrównania sieci zintegrowanej warunkowany jest dwoma zasadniczymi elementami: właściwym zestawieniem modelu funkcjonalnego (układu równań obserwacyjnych) oraz odpowiednim przygotowaniem modelu stochastycznego w postaci błędów średnich, które służą do wagowania obserwacji [1].

4. Analiza dokładności uzyskanych wyników pomiarów

Po wyrównaniu sieci w obydwu alternatywnych wariantach, szczegółowym analizom numerycznym poddano uzyskane błędy wyznaczonych współrzędnych poziomych. W tabeli 2 zestawiono przeciętne ich wartości dla obydwu rozwiązań.

Tabela 2. Zestawienie charakterystycznych wartości błędów bezwzględnych wyznaczonych współrzędnych

Table 2. Result of absolute errors of designated coordinates

Wariant rozwiązania	Błędy współrzędnej x			Błędy współrzędnej y		
	m_{xmin} [m]	m_{xmax} [m]	δ_{mx} [m]	m_{ymin} [m]	m_{ymax} [m]	δ_{my} [m]
Dwuetapowe	±0.0036	±0.0150	±0.0028	±0.0006	±0.0091	±0.0021
Jednoetapowe	±0.0019	±0.0159	±0.0032	±0.0019	±0.0094	±0.0019

W następnej kolejności obliczono średnie błędy bezwzględne pojedynczej wyznaczanej współrzędnej, według wzorów:

$$\overline{m}_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n}\left(m_{x_i} m_{x_i}\right)}{n}} \qquad \overline{m}_y = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n}\left(m_{y_i} m_{y_i}\right)}{n}} \tag{1}$$

gdzie: n – liczba punktów,

m_{x_i}, m_{y_i} - oznacza błąd bezwzględny wyznaczenia właściwej współrzędnej punktu.

Uzyskane wyniki zestawiono w tabeli 3 (średnie błędy bezwzględne).

Przystępując do drugiego etapu analiz w pierwszej kolejności wyeliminowano z uzyskanych wyników błędy systematyczne. Ich wartości osiągnęły następujące wielkości:

dla rozwiązania dwuetapowego:

$$m_{x_{SII}} = 0.0077\ m$$

$$m_{y_{SII}} = 0.0052\ m$$

dla rozwiązania jednoetapowego:

$$m_{x_{SI}} = 0.0082\ m$$

$$m_{y_{SI}} = 0.0057\ m$$

W dalszej kolejności obliczono na podstawie wzorów (1) średnie błędy pojedynczej wyznaczanej współrzędnej po wyeliminowaniu błędów systematycznych, a wyniki zestawiono w tabeli 3 (średnie błędy względne). Na podstawie tabeli 3 wykazano, że w obydwu wariantach rozwiązania numerycznego uzyskano zbliżone wartości błędów wyznaczanych współrzędnych poziomych. Dowodzi to temu, iż metody te pozwalają na uzyskanie równoważnych wyników.

Tabela 3. Zestawienie błędów pojedynczej wyznaczanej współrzędnej punktu

Table 3. Errors to a single point coordinate setting

Wariant rozwiązania	Średnie błędy bezwzględne		Średnie błędy względne	
	$\overline{m}_x$ [m]	$\overline{m}_y$ [m]	$\overline{m}_x$ [m]	$\overline{m}_y$ [m]
Dwuetapowe	±0.0070	±0.0047	±0.0028	±0.0021
Jednoetapowe	±0.0088	±0.0060	±0.0032	±0.0019

5. Wnioski

Sieci zintegrowane zakładane jako połączenie sieci klasycznej z siecią wektorów GNSS powinny być realizowane na elipsoidzie po przekształceniu wektorów kartezjańskich w wektory linii geodezyjnych. Natomiast obserwacje klasyczne powinny zostać zredukowane do miar elementów geometrycznych (linii geodezyjnych) na elipsoidzie. Podstawową zaletą przejścia z przestrzeni trójwymiarowej na powierzchnię elipsoidy jest to, że eliminujemy ewentualne błędy pomiarowe GNSS o kierunku wertykalnym, występujące m. in. w parametrach kalibracyjnych anten lub pomiarze ich wysokości. Dodatkowo integracja pomiarów GNSS z pomiarami klasycznymi stanowi niezależny fizycznie sposób wzajemnej kontroli wyrównywanych obserwacji oraz wpływa na poprawę niezawodności całej sieci.

Dla sieci precyzyjnych, szczególnie tych rozmieszczonych na większych obszarach punktami nawiązania powinny być stacje referencyjne systemu ASG-EUPOS. Przemawia za tym przede wszystkim to, że reprezentują one obecnie jednolity i najbardziej stabilny, permanentnie monitorowany dla całego kraju układ odniesienia, którego dokładność wyznaczenia współrzędnych szacuje się na około 5 mm.

Przeprowadzone badania empiryczne wykazały, że wyniki wyrównania sieci w obydwu wariantach (rozwiązanie dwuetapowe i jednoetapowe) spełniły wymagania dokładnościowe według Instrukcji kolejowej D-19. Uzyskane średnie wyniki wyrównania współrzędnych różnią się pomiędzy sobą odpowiednio o: 1.8 mm dla współrzędnej x oraz 1.3 mm dla współrzędnej y.

Jednak porównanie globalnych wskaźników niezawodności obu sieci, wskazuje jednoznacznie, że sieć rozwiązywana jednoetapowo (globalny wskaźnik niezawodności z = 61%) posiada wyższą wartość techniczną w stosunku do rozwiązania dwuetapowego (z = 54%).

Badania empiryczne wykazały również, że istotną część składowych błędów, których nie można zaniedbywać w sieciach precyzyjnych stanowią błędy systematyczne.

Literatura

[1] Baran W. L. Teoretyczne podstawy opracowania wyników pomiarów geodezyjnych. PWN, Warszawa 1999.

[2] Gmyrek J., Gocał J. Charakterystyka dokładnościowa zintegrowanej osnowy kolejowej. T5, Z1, Wydawnictwo AGH, 1999.

[3] Hofmann-Wellenhof B., Lichtenegger H., Collins J. Global Positioning System Theory and Practice. Fifth, revised edition, Springer-Verlang Wien New York, 2001.

[4] Kadaj R. Precyzyjne sieci geodezyjne dla tras komunikacyjnych przy wykorzystaniu techniki GPS. Geodezja, T5, Z1, Wydawnictwo AGH 1999.

[5] Osada E. Metody opracowania zintegrowanych sieci geodezyjnych. Zesz. Nauk. AR we Wrocławiu, ser. Rozprawy, 17, 1989.
[6] Rozporządzenie Ministra Spraw Wewnętrznych i Administracji z dnia 9 listopada 2011 r. w sprawie standardów technicznych wykonywania geodezyjnych pomiarów sytuacyjnych i wysokościowych oraz opracowywania i przekazywania wyników tych pomiarów do państwowego zasobu geodezyjnego i kartograficznego, Dziennik Ustaw Nr 263. Poz. 1572, Warszawa 2011.
[7] User Guide Trimble® R8 GNSS Receiver Trimble R6/5800 GPS Receivers. EUROPE Trimble GmbH Am Prime Parc 11 65479 Raunheim, GERMANY 2010.

ADJUSTMENT OF GNSS VECTOR NETWORK, INTEGRATED WITH CLASSIC SURVEYING ON THE EXAMPLE OF RAILWAY NETWORK

S u m m a r y

The study shows the use of classical and satellite measuring techniques for the creation of geodetic networks on linear objects on the example of a rail route. It is assumed that the network of this type consists of groups of two or three points placed at distances of about 2 km, which form the basic network and are determined using satellite GNSS methods. Then, these structures are supplemented by chain subnets, which are created using classic terrestrial surveying techniques, mainly using precision electronic tacheometry. Numerical adjustment of this type of network may be carried out in two variants: as a two-step solution or a one-step solution.

The paper presents the results of experimental measurements carried out on the section of the railway line with a length of about 8 km. Actual precision of coordinates of the points of an integrated railway network was characterized on the basis of two taken variants of the elaboration (adjustment). Basing on the results of measurements and adjustment high usefulness of GNSS satellite technology integrated with classic measurements to create setting out networks for line investments taking into account the requirements of the precision, reliability and functionality was demonstrated.

Keywords: GNSS, setting out networks, network adjustment

Przesłano do redakcji:30.05.2015
Przyjęto do druku:10.01.2016

DOI: 10.7862/rb.2015.206

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (4/15), październik-grudzień 2015, s. 427-433

Nadezda STEVULOVA[1]
Ivana SCHWARZOVA[2]
Eva TERPAKOVA[3]
Eva SINGOVSZKA[4]

OPTIMIZATION OF ORGANIC FILLER PROPERTIES BY ITS PHYSICAL TREATMENT

The current trend in the construction industry is the effort to achieve sustainable development using rapidly renewable materials instead of limited ones. Need for the development of environmentally friendly products is related to the industrial interest in the use of natural plant fibres as reinforcement in composites. The attention is given to hemp fibres as a substitute for synthetic fibres due to their unique mechanical, thermal insulation, acoustic and antiseptic properties. Key problem for successful application of hemp hurds as reinforcement into composites is its high moisture sorption and its heterogeneity what lead to low cohesion of fibres to the matrix. Optimizing the adhesion of plant fibre to inorganic matrix is related to the modification of hemp surface. The objective of this paper is comparison of changes in FTIR spectras caused by combination of physical and chemical modification of hemp material with unmodified sample. Modification of hemp hurds was carried out by ultrasonic treatment and as the cleaning medium were used deionized water and NaOH solution.

Keywords: FTIR spectroscopy, hemp hurds, surface modification, ultrasound

[1] Author for correspondence: Nadezda Stevulova, Technical University of Kosice, Faculty of Civil Engineering, Vysokoskolska 4, 04200 Kosice, +421 55 6024126, nadezda.stevulova@tuke.sk.

[2] Ivana Schwarzova, Technical University of Kosice, Faculty of Civil Engineering, Vysokoskolska 4, 04200 Kosice, +421 55 6024278, ivana.schwarzova@tuke.sk.

[3] Eva Terpakovs, Technical University of Kosice, Faculty of Civil Engineering, Vysokoskolska 4, 04200 Kosice, +421 55 6024115, eva.terpakova@tuke.sk.

[4] Eva Singovszka, Technical University of Kosice, Faculty of Civil Engineering, Vysokoskolska 4, 04200 Kosice, +421 55 6024154, eva.singovszka@tuke.sk.

1. Introduction

The ecological impact of new construction has become a crucial issue in recent years. Badly designed buildings guzzle natural resources and pollute their surroundings; an era of rocketing energy costs and environmental degradation, the need for sustainable, energy efficient architecture is paramount. Part of the global strategy is to use regional and recyclable, renewable materials from agro-industrial waste for civil construction. Aiming at lowering costs of households, scientific attention has been given to durable non-conventional building materials with similar features as those presented by construction materials traditionally used in civil engineering [1].

Natural fibres such as hemp, jute, sisal, bamboo, coir, kenaf and others have potential to be used as an organic reinforcement material filler in composites. The use of natural fibres and in particular hemp fibres as reinforcing agents in composite materials offers many advantages over glass fibres, such as low density, biodegradability, ecological suitability and low cost [2,3]. However, their incorporation in a polymer or mineral matrix involves an interface incompatibility between fibres and matrix which may be overcome with fibres pre-treatments [4]. Natural fibre is a composite in which rigid cellulose micro-fibrils are embedded in a soft matrix composed of lignin and hemicelluloses. These components of fibres influence their physical and mechanical properties [5, 6].

The great importance is attached to hemp plant what is a material that is rapidly renewable, carbon-negative, cost-effective and non-toxic. Excellent physical and mechanical properties of hemp predetermine its use as organic filler in building materials (lightweight composites) prepared with inorganic matrix [7]. The technical hemp (Cannabis Sativa L.) is the source of two types of fibres; bast fibres and woody fibres called hurds. The properties of hemp fibres depend on the fibre chemical composition. The bast fibres contain more amounts of cellulose compared to the hemp hurds. Contrary, contents of hemicelluloses and lignin as amorphous substances are higher in hurds [8]. The nature of plant fibres is determined by its chemical composition. In general, celluloses in natural fibres are identified as a main structural component of the fibre, which is present mainly in crystalline phase. The other components of plant fibres are hemicelluloses, lignin and pectin. Hemicelluloses and lignin present mostly in amorphous phase, which play an important role in controlling its properties. One of the key problems of plant fibres successful application is heterogeneity and hydrophility resulting in high moisture sorption sensitivity of biomaterial. Hydroxyl groups in structure of cellulose, hemicelluloses and lignin are responsible for the hydrophility of the plant material [9]. To decrease hydrophility and modify cellulosic composition of hemp fibres, chemical and/or physical [10-12] treatment of the natural material surface are applied.

The decrease of water absorbability after chemical treatment of natural fibres was proved in [13].

For the fibres carbohydrate degradation, Fourier transforms infrared spectroscopy (FTIR) as one of the most effective and important analytical techniques for fibrous material study is used [14, 15]. FTIR spectroscopy provides information about molecular fragments, the presence or absence of specific functional groups.

In this paper, the results concerning FTIR study of hemp hurds after physical and physico-chemical treatment in comparison to reference sample.

2. Materials and methods

2.1. Materials

The technical hemp hurds coming from the Netherlands Company Hempflax was used in experiments. The used material was polydispersive and its density was 117.5 $kg.m^{-3}$. This hemp hurds contains more hurds material than bast fibres.

The content of polysaccharide component (holocellulose) is 77.3 %. The amounts of cellulose and hemicelluloses like holocellulose components are 42.6 and 34.7 %, respectively. Other components present in hemp are lignin (23.7%), compounds soluble in toluene and ethanol (2.8 %) and ash (1.8 %).

For ultrasonic cleaning process of hemp hurds surface, deionized water and sodium hydroxide (Chemapol, Slovakia, p. a.) were used.

2.2. Treatment of hemp hurds

Prior to treatment and in order to ensure constant humidity content, fibres were dried at 80°C for 24h in a drying oven. Physical and physico - chemical modification of dried hemp hurds was realized by its ultrasonic treatment process for 1h. There were used deionized water, 0.1 M and 0.2 M NaOH solution as cleaning medium in the experiments. In all cases of surface treatment, the s:l (solid to liquid) ratio was 1:10. An ultrasonic bath TESON 10 (Tesla, Slovakia, 220 V, 50 Hz, 650W of power output) was used for ultrasonic cleaning process of hemp hurds.

The hemp hurds samples were dried at 80°C after their physical treatment.

2.3. Methods

FTIR measurements were carried out on Bruker Alpha Platinum spectrometer with Attenuated Total Reflectance (ATR) technique (BRUKER OPTICS, Germany). Total 24 scans were performed on each sample in the range of 400-4000 cm^{-1}. FTIR spectroscopy is capable of defecting structural changes in biomaterial. It provides information about the presence or absence of specific functional groups or formation of new functional groups and can give an even deeper insight into the fibres structure. FTIR allows identification of the main components of cellulose.

3. Results and discussion

The FTIR spectra for physico - chemically treated hemp hurds samples compared to the reference sample are shown in Fig. 1. The main infrared spectral differences are observed which allow identifying the structural changes in lignocellulosic fibres after physical and physico – chemical treatment. Peak positions corresponding to vibrations of functional groups present in studied hemp hurds samples are consistent with the literature data published for vegetable fibres [14]. The range of wave number of 3570-2900 cm^{-1} is characteristic for stretching vibration of O-H and C-H bonds in polysaccharides. Based on paper [16], a broad band in the spectra range of 3490 - 3170 cm^{-1} represents the complex vibrations of hydroxyl stretching of inter – and intra-molecular hydrogen bonds. Its intensity decreases in the case of 0.2M NaOH treatment of hemp hurds due to mercerization. The peak characteristic for waxes and oils present at 2851 cm^{-1} is present in all samples.

Many absorption bands corresponding to vibration of various functional groups present in hemp components are observed in the region of 1800 to 900 cm^{-1}. This range was employed to characterize the structure of hemicelluloses, lignin, but mainly of cellulose. There are presented and discussed only the most visible differences in the spectra of treated samples compared to reference hemp hurds.

One such is the modification of the signal at 1733 cm^{-1}, characteristic for the stretching vibration of an unconjugated C=O group in the acetyl groups in hemicelluloses [17]. This peak has partially disappeared after treatment with NaOH in accordance with paper [18]. Indeed, treatment NaOH is known to remove hemicelluloses [19]. The peak at 1030 cm^{-1} belongs to C-C, C-OH, C-H ring and side group vibrations in hemicelluloses and pectin.

Based on the observation of the sharp peaks located at 1507 cm^{-1} (C-C stretching from aromatic ring) in FTIR spectra, ultrasonic treatment and also with NaOH treatment led to a partial removal of lignin. The extraction of lignin was confirmed by high-intensity ultrasonic treatment of hemp fibres [20]. According to literature data [19], lignin cannot be totally removed by the alkaline process. As it is evident from Figure the peaks typical for lignin were clearly observed at 1319 cm^{-1} in all samples.

Typical bands assigned to cellulose were observed at 896 cm^{-1} and in the region of 1630 – 1160 (Fig. 1). The absorption band at 896 cm^{-1} is assigned as C-O-C stretching vibration of glycosidic bonds in polysaccharides. The absorption bands assigned to cellulose at 1424 and 1373 cm^{-1} come from - CH_2 - and CH bending vibrations. The peaks at 1337 and 896 cm^{-1} represent O-H bending vibrations in cellulose. The band about 1320 cm^{-1} corresponds to - CH_2- wagging vibration, which distinguished between amorphous and crystallised cellulose [21].

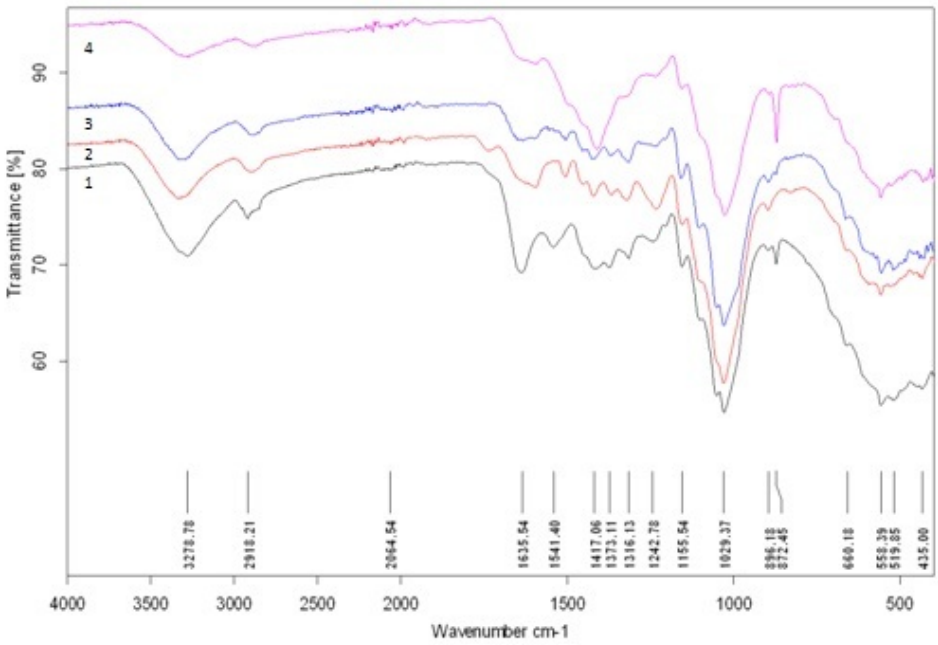


Fig. 1. FTIR spectra of hemp hurds: reference (1); ultrasonic modified (2); ultrasonic modified with 0.1 M NaOH solution (3); ultrasonic modified with 0.2 M NaOH solution (4)

Rys. 1. Spektrum FTIR włókien konopnych: odniesienie (1); modyfikacja ultradźwiękami (2); modyfikacja ultradźwiękami w roztworze 0.1 M NaOH (3); modyfikacja ultradźwiękami w roztworze 0.2 M NaOH (4)

4. Conclusion

FTIR spectroscopy of the original and treated hemp hurds shows that the physical treatment of the fibre surface has an impact on the fibre structure. Physical modification of hemp hurds by ultrasonic treatment was used as method for removal of organic and inorganic loosely bound contaminants from hemp fibres surface in the experiments. FTIR investigation of changes caused by physical and/or physico-chemical treatment of hemp hurds shows that non-cellulosic components such as hemicelluloses, lignin and waxes after hemp hurds treatment are partially removed in dependence on the cleaning medium during treatment procedure.

Whereas this physico-chemical treatment is in the initial stage of research, it is necessary to carry out more analysis (changes in chemical composition, thermal analysis, X-ray diffraction measurement) and also to study the impact of these hemp hurds treatments on the properties of biocomposites prepared with organic filler and inorganic matrix.

Acknowledgement

The authors are grateful to the Slovak Grant Agency for financial support of the project VEGA 1/0277/15.

Bibliography

[1] Santos S.F., Tonoli G.H.D., Mejia J.E.B., Fiorelli J., Savastano Jr. H. Non-conventional cement-based composites reinforced with vegetable fibers: A review of strategies to improve durability. Materiales de Construcción Vol. 65, e041, 2015.
[2] Li Z., Wang X., Wang L. Properties of hemp reinforced concrete composites. Composites: Part A Vol. 37, pp. 497-505, 2006.
[3] Mwaikambo L.Y., Ansell M.P. Hemp fibres reinforced cashew nut shell liquid composites. Composites science and technology Vol. 63, pp. 1297-1305, 2003.
[4] Bledzki A.K., Gassan J. Composites reinforced with cellulose based fibres. Prog. Polym. Sci. Vol. 24, pp. 221-274, 1999.
[5] Poletto M.P., Zattera A.J., Santana R.M.C. Structural differences between wood species: Evidence from chemical composition, FTIR spectroscopy and thermogravimetric analysis. J. Appl. Polym. Sci. Vol. 126, e336-e343, 2012.
[6] Poletto M., Ornaghi Jr. H.L., Zattera A.J. Native cellulose: Structure, characterization and thermal properties. Materials Vol. 7, pp. 6105-6119, 2014.
[7] Faruk O., Bledzki A.K., Fink H.P., Sain M. Biocomposites reinforced with natural fibres: 2000-2010. Prog . Polym. Sci. Vol. 37, pp. 1552-1596, 2012.
[8] Gumuskaya E., Usta M., Balaban M. Carbohydrate components and crystalline structure of organosolv hemp (Cannabis sativa L.) bast fibers pulp. Bioresource Technology Vol. 98, pp. 491–497, 2007.
[9] Sreekala M.S., Kumaran M.G., Joseph S., Jacob M. Oil palm fiber reinforced phenol formaldehyde composites: Influence of fiber surface modifications on the mechanical performance. Appl. Compos. Mater. Vol. 7, pp. 295–329, 2000.
[10] Cordeiro N., Ornelas M., Ashori A., Sheshmani S., Norouzi H. Investigation on the surface properties of chemically modified natural fibers using inverse gas chromatography, Carbohydrate Polymers Vol. 87, pp. 2367–2375, 2012.
[11] Thomsen A.B., Thygesen A., Bohn V., Nielsen K.V., Allesen B., Jorgensen M.S. Effects of chemical and physical pre-treatment processes on hemp fibers for reinforcement of composites and for textiles. Ind. Crop. Prod. Vol. 24, pp. 113–118, 2006.
[12] Renouard S., Hano Ch., Doussot J., Blondeau J.P., Lainé E. Characterization of ultrasonic impact on coir, flax and hemp fibers. Mater. Lett. Vol. 129, pp. 137–141, 2014.
[13] Cigasova J., Stevulova N., Schwarzova I., Junak J. Comparison of water absorption behavior of biocomposites based on hemp hurds. Pollack Periodica Vol. 9, pp. 51-58, 2014.
[14] Fan M., Dai D., Huang B. Fourier transform infrared spectroscopy for natural fibers, Fourier Transform - Materials Analysis, InTech. pp. 45–68, 2012.
[15] Putnina A., Kukle S. STEX treated and untreated hemp fiber comparative structural analysis. Scientific Journal of Riga Technical University Vol. 6, pp. 36–42, 2014.

[16] Carilo F., Colom X., Suňol J.J., Saurina J. Structural FTIR analysis and the thermal characterization of lyocell and viscose-type fibers. Eur. Polym. J. Vol. 40, pp. 2229-2234, 2004.
[17] Biagiotti J., Puglia D., Torre L., Kenny J.M. A systematic investigation on the influence of the chemical treatment of natural fibers on the properties of their polymer matrix composites. Polymer Composites Vol. 25, pp. 470-479, 2004.
[18] Liu Y. Recent progression Fourier transform infrared (FTIR) spectroscopy study of compositional, structure and physical attributes of developmental cotton fibers. Materials Vol. 6, pp. 299-313, 2013.
[19] Kostic M., Pejic B., Scundric P. Quality of chemically modified hemp fibers. Bioresour. Technol. Vol. 99, pp. 94-99, 2008.
[20] Šutka A., Kukle S., Gravitis J., Grave L. Characterization of cellulose microfibrils obtained from hemp. Conference Papers in Material Science, 2013.
[21] Fackler K., Stevanic J.S., Ters T., Hinterstoisser B., Schwanninger M., Salmén L. FT-IR imaging spectroscopy to loclise and characterise simultaneous and selective white-rot decay within sprude wood cell. Holzforschung Vol. 65, pp. 411-420, 2011.

OPTYMALIZACJA WŁASNOŚCI WYPEŁNIACZY ORGANICZNYCH POPRZEZ FIZYCZNE METODY OCZYSZCZANIA

S t r e s z c z e n i e

Obecne tendencje w branży budowlanej kładą nacisk na zrównoważony rozwój i używanie szybko odnawialnych materiałów, zamiast naturalnych ograniczonych zasobów. Potrzeba stworzenia produktów ekologicznych ukierunkowała zainteresowanie przemysłu na wykorzystanie naturalnych włókien roślinnych jako zbrojenia w kompozytach. Jako zamiennik dla włókien syntetycznych, zwrócono uwagę na włókna konopne, z powodu ich wyjątkowych cech takich jak, właściwości mechaniczny, izolacyjność cieplną i akustyczną, oraz właściwości bakteriobójcze. Kluczowym problemem pomyślnego zastosowania włókien konopnych jako zbrojenie kompozytów jest ich wysoka sorpcja wilgoci i ich heterogeniczność co powoduje niską spójność włókien z matrycą. Optymalizacja przyczepności nieorganicznej matrycy do włókien roślinnych jest powiązana z modyfikacją powierzchni włókien konopnych. Celem artykułu jest porównanie, z niezmienioną próbką, zmian obserwowanych przy użyciu spektroskopi furierowskiej FTIR, parametrów materiału konopnego spowodowanych przez łączną modyfikację materiału zarówno fizyczną jak i chemiczną. Modyfikacja włókien konopnych została przeprowadzona przez zastosowanie ultradźwięków i kąpieli w roztworze czyszczącym gdzie użyto wodnego roztworu NaOH.

Słowa kluczowe: spektroskopia FTIR, włókna konopne, modyfikacja powierzchni, ultradźwięki

Przesłano do redakcji:08.06.2015
Przyjęto do druku:10.01.2016

DOI: 10.7862/rb.2015.207

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (4/15), październik-grudzień 2015, s. 435-446

Krzysztof TROJNAR[1]

SOIL – HYBRID PILE INTERACTION UNDER LATERAL LOAD

The paper presents stability problems of horizontally loaded piles in the three dimensional state of strain. The results obtained are based on works including assessment of interaction between the soil and pile and field investigation of pile as well as on numerical analyses in the spatial system of soil-pile interaction. The author's numerical analysis of hybrid pile shows greater lateral rigidity due to the effective interaction between the pile and soil within a definite range of displacement caused by lateral load. Based on piles embedded in cohesionless soil the phenomena occurring in the soil were identified and a quantitative assessment of the pile displacement caused by Lateral force and bending moment was carried out.

Keywords: numerical modeling, piles, Lateral load, soil-structure interaction, 3D FEM

1. Introduction

In designing piles to resist lateral loads, the design criterion in the majority of cases is not the ultimate capacity of the piles, but the maximum deflection of the piles. To our knowledge, there are very few published methods of analysis specifically developed for predicting the response of piles subjected to lateral loading. To date, it has been customary practice to adopt the techniques developed for laterally loaded piles in soil to solve the problem of laterally loaded piles with caps. A widely used method for lateral load design in a pile foundation is the p-y method. The development of this method was primarily based on work of Matlock and Reese [2]. Their subsequent work led to the development of user friendly computer programs. Reese and Van Impe [4] give a comprehensive description of this method. This method is based on Winkler's spring reaction approach, and it utilizes a beam-column on elastic foundation with nonlinear springs to transfer the load from pile to the soil. These spring represent the soil resistance at different depths and the lateral displacement

[1] Author for correspondence: Krzysztof Trojnar, Politechnika Rzeszowska, ul. Powstańców Warszawy 12, 35-959 Rzeszów, ktrojnar@prz.edu.pl

of horizontally loaded pile. Ashour and Norris [1] used strain wedge model to analyze the lateral capacity of the pile. The soil-pile interaction is based on the overlapping passive wedge in front of pile, which is then transformed to an equivalent single modulus of subgrade reaction. Most full-scale loads tests were conducted on free-head piles, but only a few load tests for fixed-head piles have been reported [3]. In these tests, despite the fact that the pile and cap are embedded in the soil layer, the influence of rotation and friction resistance of cap with soils has not been sufficiently evaluated. To completely evaluate the lateral capacity of the pile-soil-pile cap interaction, passive pressure on the pile cap, base friction on the pile cap must be accounted for separately.

2. Description of hybrid structures

A hybrid structure is composed of two combined components; a horizontal one, resting directly on the ground and a vertical one - embedded in subsoil. A foundation constructed that way shows stiffness resulting from the shaft being embedded and the vertical pressure on the ground in front of the pile by cantilever element. The element, appropriately shaped and protruding beyond the shaft outline, works as the cap of the pile head or a few piles in a single row or cap of the heads of slurry walls. Defining the concept of "hybrid foundation" enables a complementary classification of pile foundations with pile caps of different design as well as makes it easier to define their interaction with subsoil [5]. Taking into account the pile cap – subsoil interaction enhances the lateral load capacity of the pile raft foundation. The main effect of the craft is reducing horizontal displacements of the hybrid foundation and the value of the bending moment in the shaft of the pile. Figure 1 shows complementary approach to hybrid foundation forming.

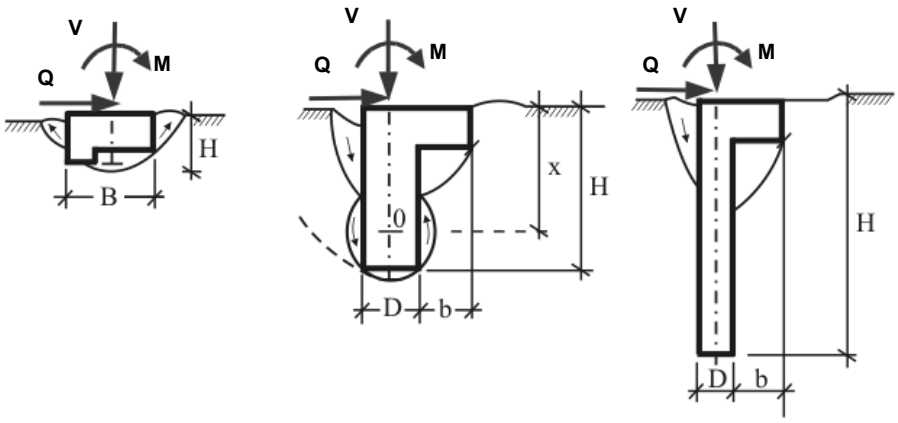


Fig. 1. Complementary approach to hybrid foundations

Rys. 1. Uzupełniające podejście do obliczania fundamentów hybrydowych

The effect of the presented analysis is setting out, based on the author's investigation, the reason for defining the hybrid foundation and describing its nature which consists in transmitting, in a specific way, lateral loads into the subsoil in the spatial soil-foundation interaction system. The research and analyses carried out resulted in a better specification of the current methods of single pile with cantilever plate calculations. An analysis of the spatial soil-pile interaction made it possible to create the basis for a more precise determination of stiffness of the pile with plate. The analysis was performed using the PLAXIS 3D finite element program. To investigate the pile-soil-pile cap interaction, a pile with plate and pile without plate was modeled. The variables employed in this study were the drilled pile diameter 1.2 m, pile length of 5 m. The author's analysis of the single hybrid short pile shows greater lateral stiffness due to the effective interaction between the vertical pile, horizontal plate and soil within a definite range of displacement caused by lateral load. Based on piles embedded in cohesionless soil the phenomena occurring in the soil were identified and a quantitative evaluation of the hybrid pile displacement caused by horizontal force and bending moment was carried out. The use of the cantilever plate results in limiting the horizontal displacement of pile and the reduction of the bending moment of its shaft.

3. Numerical modeling of hybrid foundations

3.1. The numerical model description

Theoretical analysis was carried out by the Finite Element Method (FEM), with the use of the Plaxis 3D computer program. The assumed spatial numerical model of the hybrid pile embedded in subsoil consists of over 33 thousands of elements and over 89 thousand nodes. It was built of 15-node solid elements, each containing 6 Gauss points. The analysis was carried out in two different finite element mashes. Initial calculations were conducted in a mesh on a circular plan, denser around the pile. The ultimate calculations were carried on a subsoil model in the axial–symmetrical system. Owing to this, it was possible to optimize the extent of the calculation problem. The assumed calculation area was on a rectangular plan with the longer sides parallel to the pile bending plane. The range of the subsoil displacement zones in front of the pile and width of the lateral zones of the subsoil interacting with the pile shaft were taken into account during the division of the calculation area. This area was referred to the diameter of pile (D). The following dimensions were assumed: in the plane of the load action - 12D, however, in the perpendicular direction - 8D. The bottom of the lump of the analytical piece of subsoil corresponded to a 15 m pit in the model scale. The geometric dimensions of the pile numerical model were like those of the pile subjected to empirical investigation. An analytical analysis was conducted for a single pile of 1.2 m in diameter, em-

bedded to depths of 5 m in homogenous sand. The Mohr-Coulomb model of subsoil was used for the calculations. The calculation parameters for the sand were assumed based on the geotechnical field investigation at the site where tentative loading of the same pile as in the analytical analysis was carried out; internal friction angle $\varphi = 35^{O}$, modulus of deformation E=120 MPa, cohesion c = 0 MPa, Poisson's ratio = 0.3.

3.2. Analytical analysis assumptions

The numerical model was subjected to validation on account of adapting the piles, each 1.2 m in diameter, embedded in sand to depths of 5 m, to field investigation conditions. Figure 2 show field investigation conditions of hybrid pile. The computation results we referred to the deflection measurements for field investigated piles with and without a horizontal plate in subsoil in full-scale. The application of the FEM analytical analysis for the pile in the three-dimensional (3D) system made it possible to obtain much information about the processes occurring in the subsoil around the pile. This meant a possibility of verifying the hitherto applied, simplified methods of calculating bent piles.

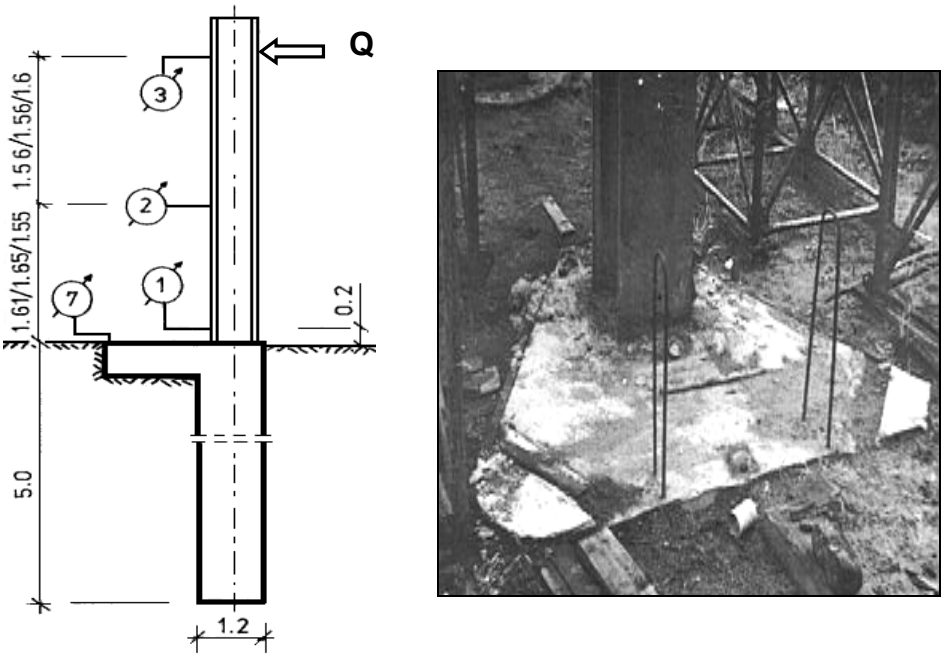


Fig. 2. Field investigation conditions of hybrid pile; a) model scheme, b). field investigation

Rys. 2. Warunki badania polowych pala hybrydowego; a) schemat modelu, b) badania polowe

3.3. 3D FEM calculations

A few series of calculations for single piles of 1.2 m in diameter, 5 m long - standard (without plate) and hybrid ones (with plate) were conducted [5]. The lateral load of the pile was concentrated force incrementing within the 0÷500 kN range. Load was applied to the pile at a height of 4m over the ground surface, as it was in the field investigation. The 3D FEM calculations allowed much wider understanding of the pile-subsoil interaction. In the range of compared load values applied in the field investigation and in a 3D FEM analysis the computed pile head displacements were basically in agreement with those measured. The lateral loads of piles assumed for the calculations enabled analyzing their behavior in the displacement range up to 120 mm and pile head rotation up to 1 rd. On account of the significant influence of the pile deflection non-linearity, the scope of the FEM analysis was reduced to 0÷60 mm pile head displacements in the applied soil analytical model. Figure 3 shows comparison of results obtained from the 3D FEM present analysis and full scale tests standard pile (without plate) Figure 4 shows subsoil deformation around 3D numerical models of piles; conventional and hybrid once. Figure 5 show comparison of subsoil deformations in the area of 5m long pile. The results presented are for successive stages causing pile head displacement: 10 mm, 20 mm and 40 mm.

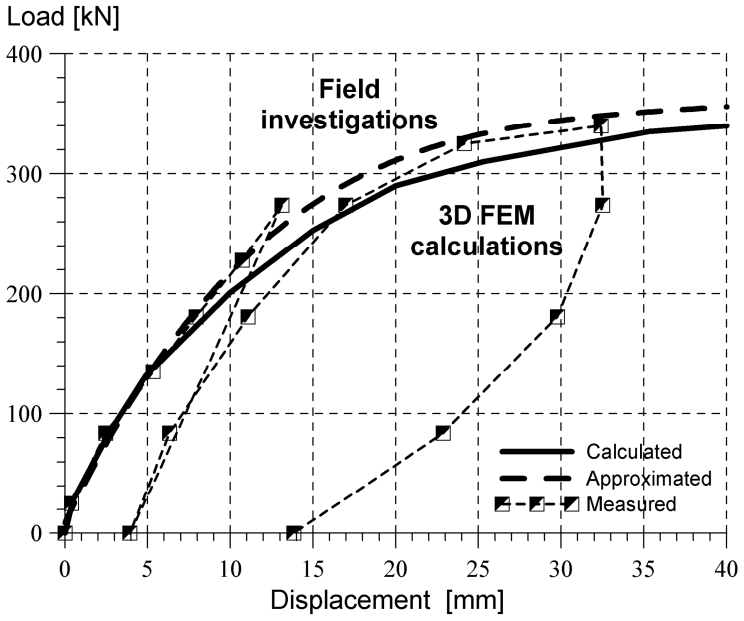


Fig. 3. Comparison between bent 5m long the standard pile

Rys. 3. Porównanie między wygięciami standardowych pali o długości 5 m

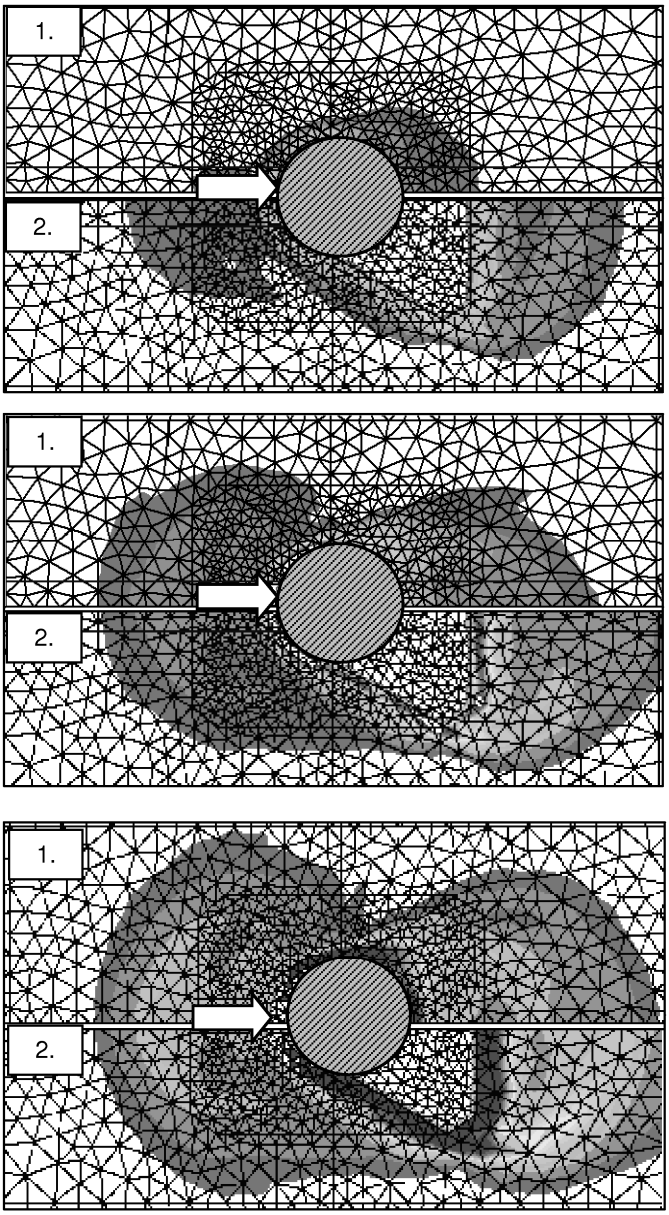


Fig. 4. Soil deformations at ground level around to 5 long pile model loaded with horizontal force and bending moment; 1 – standard pile, 2 - hybrid pile (with plate)

Rys. 4. Deformacje gruntu na poziomie gruntu wokół modelu pala o długości 5 m obciążonego siłą poziomą i momentem zginającym; 1 – pal standardowy, 2 – pal hybrydowy (z płytą)

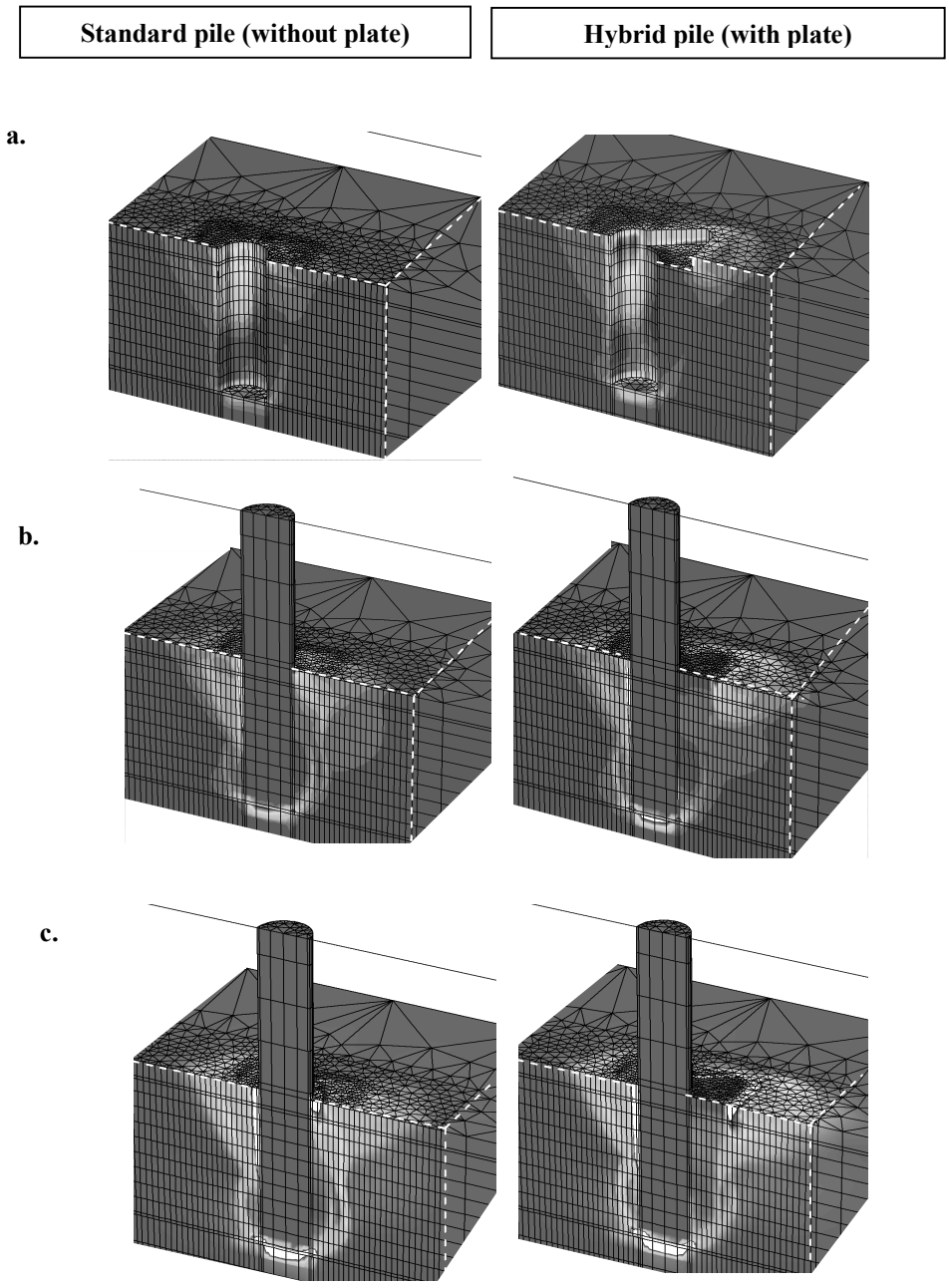


Fig. 5. Comparison of subsoil deformations in the area of 5 m long pile at its head displacements: a) 10 mm, b) 20 mm, c) 40 mm

Rys. 5. Porównanie deformacji warstw gruntu w pobliżu pala o długości 5 m przy przemieszczeniu jego głowicy: a) 10 mm, b) 20 mm, c) 40 mm

3.4. Results of soil-pile interaction analysis

The initial stage of pile bending with 0 - 500 kN horizontal force at pile head deflection less then of 60 mm was analyzed in detail. The results were presented graphically for depths of 0.6 m, 1 m, 1.5 m, 2 m and 3 m. The loading parameters used in the analysis were: horizontal deformation of the soil ε, horizontal stress in the ground σ and horizontal displacements of the pile head in the load plane y. The stress-strain dependence comparison presented in figure 6 indicate that for both a 5 m long pile it is possible to find the ultimate deformation capacity of soil at which it is pushed up. In both cases the value is ε = 0.3 % and occurs in the subsoil in front of the pile shaft at a depth of x = 0.6 m, i.e. just below the bottom of the plate. It corresponds to the values of the horizontal stress in ground σ, within 150 - 200 kPa. Such a state of stress in the ground occurred at horizontal force load Q = 300 kN for the 5m long pile. During a further increase in the lateral load applied to the pile there occurs an intensive deformation increment in the soil, which can be seen in the diagram as heaving or change in the slope of the curves describing the behavior of the soil around the pile without plate within the depth range of x = 0.6÷1.5 m. The attainment of the ultimate deformation capacity of soil around to the shaft pile is, in the case of the two piles, related to the displacement of their heads by y = 10 mm. This corresponds to Q = 300 kN for the 5m pile. Further increase in lateral load applied to a standard pile (without plate) brings about a significant non-linear increment in its deflection. A hybrid pile (with plate) stays elastic in subsoil within a much wider load range than a standard pile of the same diameter and length. This follows from initially (at y < 10 mm pile head displacement) small passive earth pressure occurring under the plate. Within the displacement range y = 10 ÷ 40 mm, occurring at θ = 0.2 ÷ 0.4 rd angle shaft rotation, horizontal components of the stress in the ground in front of a hybrid pile (with plate) grow more than those in front of a standard pile (without plate). At pile head deflections y above 40 mm, stress in the ground reaches the constant value which, in this analysis, was used as a measure of plate effect.

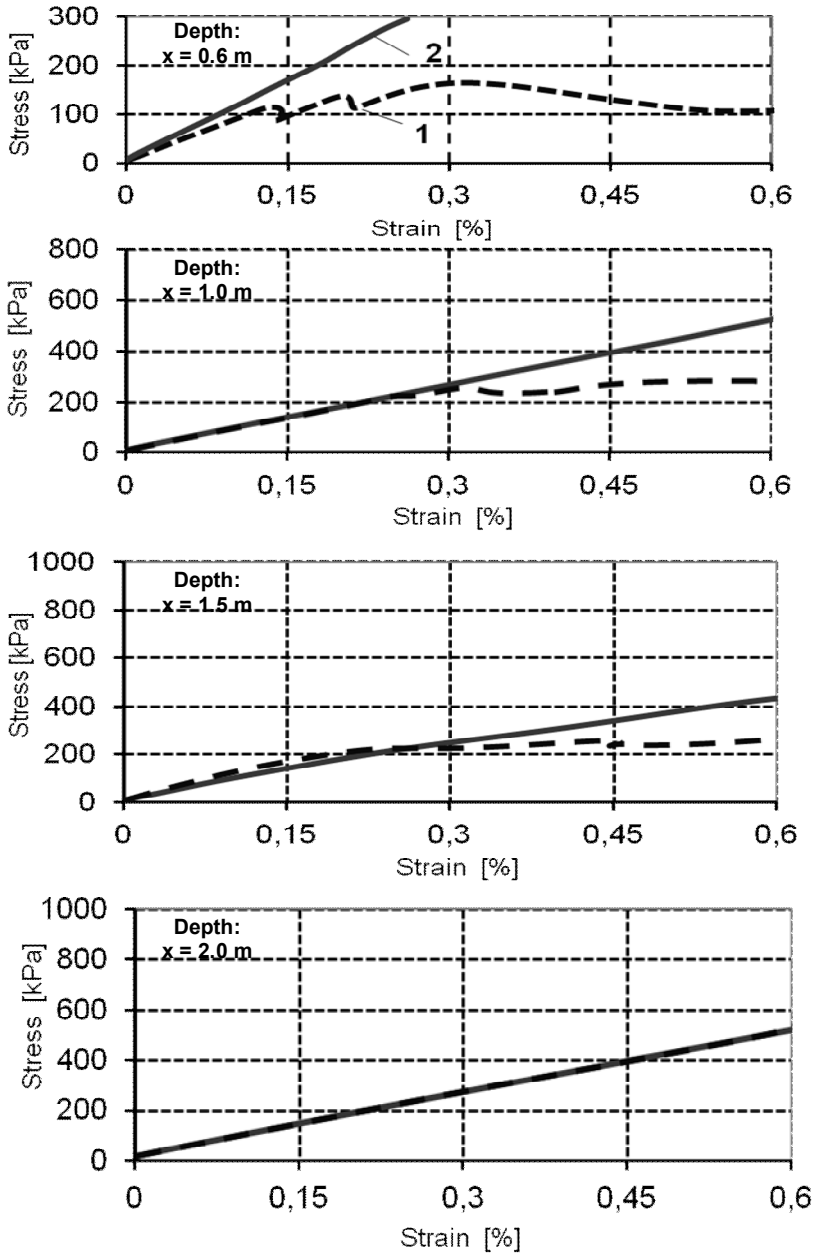


Fig. 6. Plots of stress-strain dependences at various depths in subsoil in front of pile, obtained based on 3D FEM calculations for 5 m long pile; 1- standard pile, 2 – hybrid pile

Rys. 6. Wykresy zależności naprężenie – odkształcenie na różnych głębokościach gruntu z przodu pala, określona w oparciu o trójwymiarowe obliczenia MES dla pala o długości 5 m; 1 – pal standardowy, 2 – pal hybrydowy

4. Evaluation of hybrid foundation stability

The value of coefficient Ep, described as a ratio of the standard pile head deflection to that of a hybrid pile head deflection under the same load, was assumed to be used as a measure of the plate effect. A parameter Ep defined that way characterizes the effect of the cantilever plate on the extent of the hybrid pile deflection. Based on the field investigation results, a comparative analysis of the deflections of hybrid piles (with plates) and standard ones (without plates), was conducted within the range of loads applied in particular investigation stages. The analysis ignored the response of the piles in the initial 0-60 kN load stage due to a wide scatter of the results due to the compaction of the soil under the plates of the two tested piles. Figure 7 present the plots of the dependence of coefficient Ep on the lateral load of 1.2 m diameter piles embedded 5 m in the sand. During the loading of the piles with cantilever plates and without them, the effectiveness of the plates was in the range of 1.3 - 1.7 . The values above 1.0 mean that the deflection of the pile with a plate was smaller than that without it. This indicates that in the case of a hybrid pile its deflection, compared to that of a standard one, decreased by 70% - 30% . The increase in lateral load was accompanied by a gradual increase in the effectiveness of the plates. In the range of small lateral loads applied, both hybrid and standard piles showed elastic response in the ground.

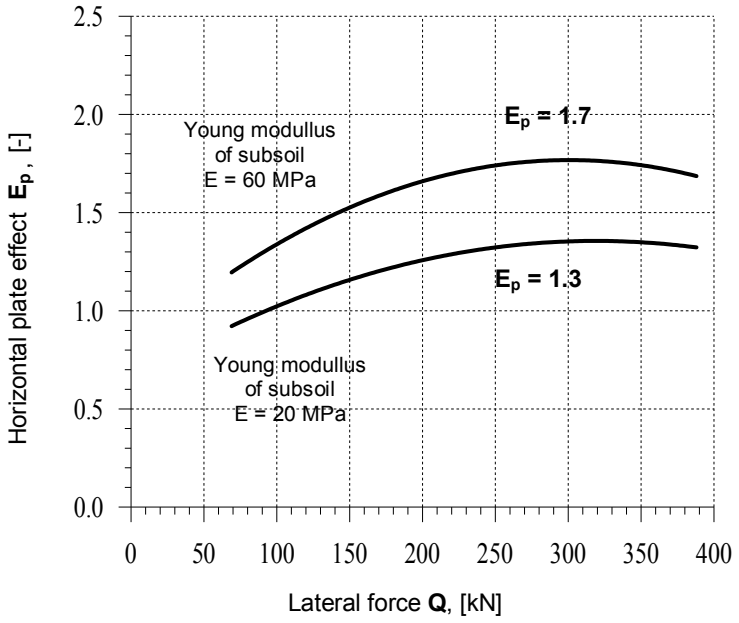


Fig. 7. Plate effect describing lateral stiffness increase of hybrid pile

Rys. 7. Efekt płyty opisujący wzrost sztywności giętej pala hybrydowego

The deflection measurements demonstrated that for 1.2 m diameter piles embedded in fine sand, the ultimate horizontal displacement of the standard pile head characterizing its elastic response in the soil was 5-7 mm. At a greater load, when the pile deflection at the ground surface was above 2 mm, the plate effect Ep values were bigger than 1.0. It means that the hybrid pile deflections were smaller compared to those of the standard pile without plate. Further load increase caused a nonlinear deflection growth of the 5 m long piles and a greater lateral pressure on the soil. When the hybrid piles were subjected to force load and bending moment, their deflections were by 30÷70 % smaller than those of the standard ones, depending on the plate subgrade deformability. In the case of the investigated 1.2 m diameter piles, the plate effect Ep rose gradually in the 0-300 kN range to stabilize under a load greater than 300 kN at 1.7 and 1.3 for 5m long piles. The activity differences between the plate effect of the two piles at their loading follow, from the different modulus of deformation of the sand layer 0.5 m thickness, which the plates were embedded (for Young modullus of subsoil E = 60 MPa, and E = 20 MPa).

5. Conclusion

This study refers to one of essential problems in designing retaining walls, bridge abutments and pillars for viaducts. Frequently the number of piles results from the need of assuring adequate lateral rigidity of support, rather then from required vertical load capacity. A rational design of a structure supported on hybrid piles necessitates a careful investigation of its stability and defining the real extent of displacements as the latter usually decide the serviceable conditions of the structure. It follows from the conducted research work and the author's theoretical analyses that finding the course of the hybrid foundation displacement changes is fairly complicated as the soil-foundation interaction below the cantilever plate area under spatial system condition has to be considered. Research into this issue is however, of vital importance for the assessment of the stability of single piles with a plate cap. It refers in particular to designing bridge stub abutment and embedded retaining walls loaded with considerable lateral forces. The effect of the presented field investigations and numerical analysis is:

- Awareness of a possibility of a new treatment of a pile cap while considering the soil-pile interaction under lateral load; the result is a new, complementary classification of foundations which distinguishes the *hybrid foundations* and is based in particular on considering their interaction with the ground in the in initial stage of the displacement increment.
- Setting out, based on the author's investigation, the reason for defining the *hybrid foundation* and describing its nature which consists in transmitting, in a specific way, lateral loads into the subsoil in the spatial soil-foundation interaction system.

- Establishing by numerical analysis 3D FEM the extent of an effective increase of the lateral stiffness of the pile to be bent by joining it to a horizontal plate rested on subsoil.

Bibliography

[1] Ashour M., Norris G. Lateral Behavior of Pile Groups in Layred Soils, Journal of Geotechnical and Geoenviromental Engineering, ASCE, Vol. 130, No. 6 pp. 580-592, 2004

[2] Matlock H., Reese L.C. Generalized Solutions for Laterally Loaded Piles, Journal of the Soil Mechanics, ASCE, Vol. 86, No. 5 pp. 63-91, 1960

[3] Mokwa R., Duncan J.Experimental Evaluation of Lateral-Load Resistance of Pile Caps, Journal of Geotechnical and Geoenviromental Engineering, ASCE, Vol. 127, No. 2 pp. 185-192, 2001

[4] Reese L.C., Van Impe W. Single Pile and Pile Groups Under Lateral Loading, A.A. Balkema Publ., 2001

[5] Trojnar K. Stability of Hybrid Foundations Under Horizontal Load, Politechnika Rzeszowska, Oficyna Wydawnicza PRz, 2011 (in polish)

INTERAKCJA GRUNT – PAL HYBRYDOWY PODDANY OBCIĄŻENIU BOCZNEMU

S t r e s z c z e n i e

Artykuł prezentuje problemy stateczności poziomo obciążonych pali w trójwymiarowym stanie obciążenia. Uzyskane wyniki opierają się na pracach uwzględniających oszacowanie interakcji pomiędzy gruntem i palem, jak również na podstawie analiz numerycznych w przestrzennym układzie interakcji pomiędzy gruntem a palem. Analizy numeryczne Autora dotyczące pali hybrydowych wykazały większą sztywność boczną spowodowaną korzystną współpracą gruntu i pala w określonym obszarze przemieszczeń spowodowanych obciążeniem bocznym. Bazując na palach osadzono gruntach niespoistych zostały rozpoznane zjawiska występujące w gruncie, oraz zostało przeprowadzone ilościowe oszacowanie przemieszczeń pali spowodowane siłą poziomą i momentem zginającym.

Słowa kluczowe: modelowanie numeryczne, pale, obciążenie boczne, interakcja grunt - fundament, trójwymiarowy model MES

Przesłano do redakcji:26.05.2015
Przyjęto do druku:10.01.2016

DOI: 10.7862/rb.2015.208

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (4/15), październik-grudzień 2015, s. 447-457

Pavlo VEGERA[1]
Roman KHMIL[2]
Zinoviy BLIKHARSKYY[3]

THE SHEAR STRENGTH OF REINFORCED CONCRETE BEAMS WITHOUT SHEAR REINFORCEMENT

In this article the results of experimental investigations of reinforced concrete (RC) beams on the shear strength are presented. Tests are performed by the improved methodology with testing every beam twice. All experiments are conducted considering different shear span to effective depth ratio. This makes for establishing the impact of the force application position on the carrying capacity of reinforced concrete beams without transverse reinforcement. The result showed the increase of carrying capacity by 8-10% while reducing the shear span to effective depth ratio from d/a=2 to d/a=1,5 and 18-20% while ratio was d/a=1. Calculations by the current standards in different countries showed low compliance with experiment, which is negative for economic design. Carrying capacity calculation method for reinforced concrete beams without shear reinforcement considering loading accommodations as proposed and tested. This factor is not taken into account in Ukrainian current norms of reinforced concrete structures designing. The deviation between theoretical calculation by the proposed empirical formula and experimental data is 10% which provides sufficient reliability of the results for future using.

Keywords: shear span to effective depth ratio, shear calculation.

1. Statement of a problem

Reinforced concrete elements are most common structures in the world. Exploring their stress strain state is a necessary task placed before researchers. Special attention should be paid to the changes in structure's performance

[1] Author for correspondence: Pavlo Vegera postgraduate student; Lviv National Polytechnic University; Ukraine, 79013, Lviv, S. Bandera Street, 12; PavloVegera@gmail.com.

[2] Roman Khmil PhD associate professor; Lviv National Polytechnic University; Ukraine, 79013, Lviv, S. Bandera Street, 12; roman_hl@ukr.net.

[3] Zinoviy Blikharskyy professor; Lviv National Polytechnic University; Ukraine, 79013, Lviv, S. Bandera Street, 12., blikharskyy@ukr.net

depending on the changes in the loading application place. In this case, the greatest danger is concrete beams with considerable shear effort. These elements collapse suddenly. Their critical state can be determined only while making detailed diagnostics of inclined cracks. Researching shear strength of flexural concrete elements and their shear strengthening methods are actual problems that were studied by many researchers [2-4], which describes urgency of the issue.

2. The aim and the objective of a research

In this article authors explain the following:

- determine the influence of load location on the shear carrying capacity of reinforced concrete beams without transverse reinforcement;
- review current and determine optimum relationship for RC beams shear carrying capacity calculation ;
- compare the theoretical values with the experimental.

3. Experimental data and tests results

3.1. Materials and prototypes design

To achieve the aim of research a sample of concrete beam with 2100 mm. length, 100 mm width, and 200 mm height was selected. As beam's tension reinforcement A400C Ø18 mm rebar was chosen (according to DSTU 3760:2006). A400C Ø10 mm rebar (according to DSTU 3760:2006) was chosen as compressed reinforcement. Constructive transverse reinforcement - A240C Ø 6 mm rebar (DSTU 3760:2006) located in the area without transverse force (Fig. 1,2).

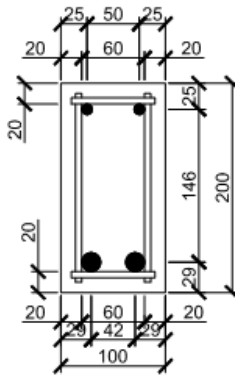


Fig.1. Cross section of the sample

Rys. 1. Przekrój poprzeczny próbki

.

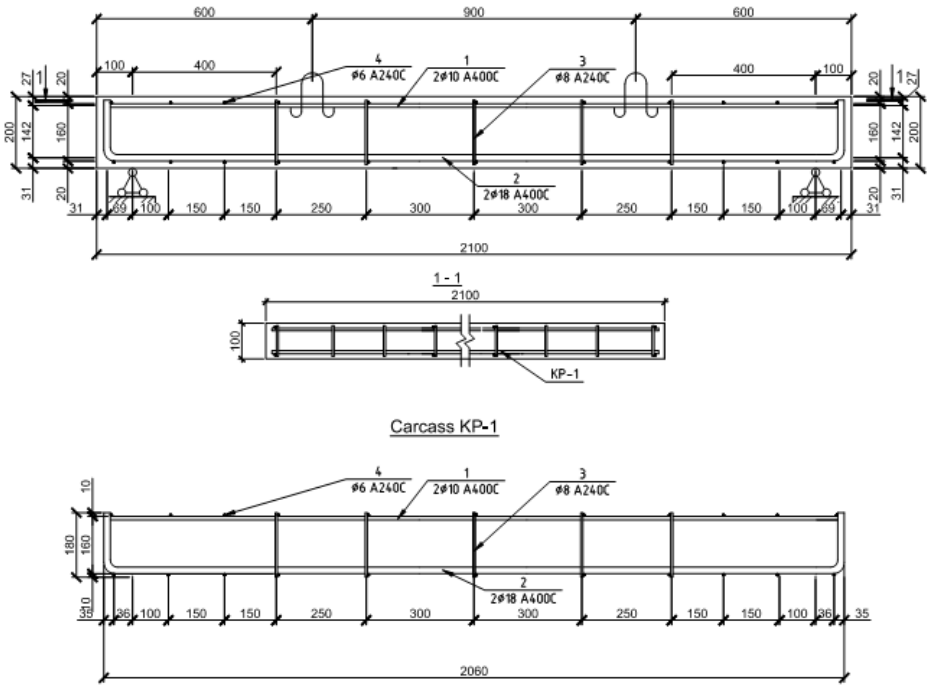


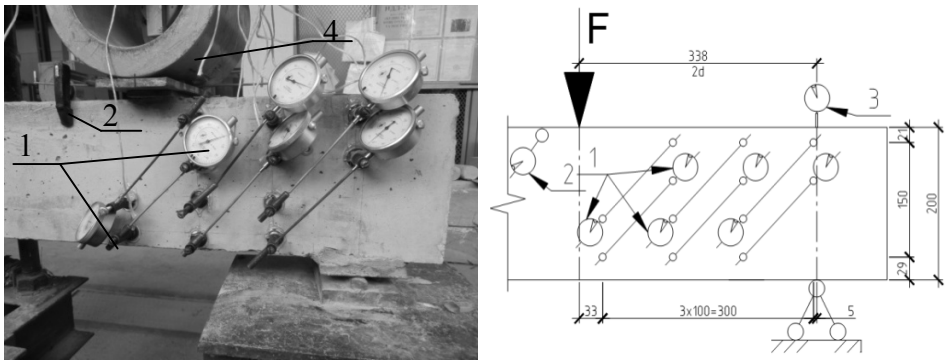
Fig.2. Reinforcement and dimensions of the designed beam

Rys. 2. Zbrojenie i wymiary projektowanej belki

Reinforced concrete beam was designed to provide flexural bearing capacity according to recommendations [5-6].

3.2. The program and research methodology

Research was performed on 3 samples. Each sample was tested twice by specially developed technique, which allowed to get the results of high convergence. Variable parameter was shear span to effective depth ratio which equaled a/d = 2; a/d = 1,5; a/d = 1; where a - the distance from the support to the point of force application, d - effective depth of prototypes. The load applied through the distribution traverse using hydraulic jacks incrementally. Each increment equaled 10% of the expected destructive value. Load level was controlled by a ring dynamometer. After each increment, the instrument readings were taken. Reinforcement and concrete deformations were measured using dial indicators with value of units 0,001 mm. (see. Fig. 3).



a) b)

Fig.3. The placement of measuring devices: a) placement of devices on experimental sample; b) the layout of dial indicators; 1 - dial indicators for deformations measurement; 2 - indicator Aistova; 3 – holders for dial indicators; 4 - ring dynamometer

Rys. 3. Rozmieszczenie urządzeń pomiarowych: a) rozmieszczenie urządzeń na próbce badawczej; b) układ czujników zegarowych; 1 – czujniki zegarowe do pomiaru deformacji; 2 – czujnik Aistova; 3 - uchwyty czujników zegarowych ; 4 – siłomierz kabłąkowy

Tests performed similarly for each section of the investigated beams at different shear span to effective depth ratio. Beams marking were as follows: BO - beam ordinary, the first digit - serial number, the second digit - prototypes number, the third digit – section number. For example BO 1.2-2 means that tested example from first series of the second beam of the second section.

3.3. Results of experiments.

Received values of reinforced concrete beams shear carrying capacity showed a slight deviation - the difference between one type of test was less than 6% (see. Table. 1).

Table.1. Main parameters of experiment

Tabela 1. Główne parametry badań

Types of the beams	Cross section bxh [mm]	Span of the beam l_0 [mm]	Shear span to depth ratio, a/d	Experimental shear load, [kN]	The discrepancy between twins, [%]
BO 1.1-1	201x106	1900	2	165	4,2
BO 1.1-2		1550	2	172	
BO 1.2-1	199x98	1900	1	192	6,3
BO 1.2-2		1750	1	204	
BO 1.3-1	202x98	1900	1,5	180	3,3
BO 1.3-2		1650	1,5	186	

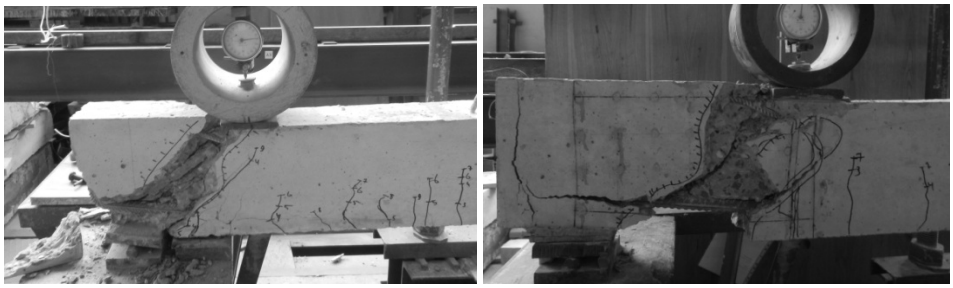
As we can see beams shear strength increases with decreasing shear span to depth ratio. The absolute increase of carrying capacity is 40 kN, which is slightly more than 17% (see. Table. 2).

Table.2. Main parameters of experimental

Tabela 2. Główne parametry badań

Types of the beam	Compressive strength of concrete, [MPa]	Carrying capacity, [kN]	Average value, [kN]	Carrying capacity increas, [%]
BO 1.1-1	40	165	168,5	-
BO 1.1-2		172		
BO 1.2-1	40	192	198	17,5
BO 1.2-2		204		
BO 1.3-1	40	180	183	8,6
BO 1.3-2		186		

Also note that the physical destruction of reinforced concrete beams with a smaller d/a ratio occurred with significant chipping of concrete around inclined cracks and longitudinal reinforcement (see Fig. 4).



a) b)

Fig.4. Experimental elements destruction types: a) with a relative cut span a/d=1; b) with a relative cut span a/d=2

Rys. 4. Typy zniszczenia elementów badanych: a) ze względnym zasięgiem strefy ścinanej a/d=1; b) ze względnym zasięgiem strefy ścinanej a/d=2

Such type destruction associated with the construction reinforcement. Longitudinal reinforcement has a sturdy fixed. It perceives significant proportion of stresses in concrete until destruction of the compressed concrete area. This type of destruction refers to Type 2 - the destruction of shear force. Longitudinal reinforcement prevents the rotation parts of concrete around the end of the inclined cracks. Two parts of elements are shifted relative to each other.

4. Theoretical calculation of reinforced concrete beams shear strength.

4.1. Calculation of shear strength with difference relative cut span by basic formulas in different countries design codes

According to the current Ukrainian design codes [5-6] and European [7] shear calculation of reinforced concrete beams without transverse reinforcement conducted by the following relationship:

$$V_{Rd,c1} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}\right)^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \tag{1}$$

but value is not less than

$$V_{Rd,c2} = \left(V_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}\right) \cdot b_w \cdot d \tag{2}$$

where: $C_{Rd,c} = 0{,}18 / \gamma_c$ - the minimum value (normalized) of shear strength for concrete, [MPa];

$k = 1 + \sqrt{200 / d} \le 2{,}0$ - size effect factor;

$k_1 = 0{,}15$ - coefficient which depends on the diameter of the longitudinal reinforcement;

ρ_1 - coefficient of reinforcing cross-section by the longitudinal tensile reinforcement;

f_{ck} - characteristic value of concrete compressive strength at 28 days, [MPa];

σ_{cp} - the concrete compressive stress at the centroidal axis due to axial loading and/or prestressing, [MPa];

b_w , d - respectively smallest cross section width in the tensile zone and efficiently depth of cross section, mm.;

$V_{\min} = 0{,}035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$, [MPa].

As we can see the relationships (1), (2) have any prerequisites for consideration type and load location - shear span to effective depth ratio. These equations determine the carrying capacity with considerable reserve. Cross section, which strength is considered, calculated without taking into account location along the span of the beam.

Determination of carrying capacity according to USA design codes [1] carried out using relationship:

$$V_c = 2 \cdot \sqrt{f_c^{'}} \cdot b_w \cdot d \tag{3}$$

where: $f_c^{'}$ - characteristic value of concrete compressive strength at 28 days, [psi].

This equation does not consider the influence of longitudinal reinforcement, and the impact of shear span to effective depth ratio, but it allows you to quickly assess the carrying capacity of reinforced concrete beams on the shear.

Australian rules AS 3600-2009 [8] contained calculation by the formula:

$$V_{uc} = \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \beta_3 \cdot b_w \cdot d \cdot f_{cv} \cdot \sqrt[3]{\frac{A_{st}}{b_w \cdot d}} \tag{4}$$

where: $\beta_1 = 1{,}1 \cdot \left(1{,}6 - \frac{d}{1000}\right) \geq 1{,}1$ - size effect factor;

$\beta_2 = 1$ for beams without axial tension;

$\beta_3 = \frac{2 \cdot d}{a_v} \leq 2$ - shear span to depth ratio;

$f_{cv} = \sqrt[3]{f_c'} \leq 4$ – shear concrete strength, MPa;

A_{st} - area of tensile reinforcement, mm.

This equation more fully includes all factors. But the result is much diminished when compared with experiment data. Rules [9], which allowed performing the calculation of carrying capacity of reinforced concrete beams on the shear, with using engineering techniques, use relationship:

$$Q = \frac{\varphi_{b4} \cdot (1 + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{c} \tag{5}$$

where: $\varphi_{b4} = 1{,}5$ - coefficient of working conditions for heavy concrete;

$\varphi_n = 0$ - coefficient, which taking into account influence of concrete compressive stress at the centroidal axis due to axial loading and/or prestressing;

R_{bt} - design value of concrete strength on axial tensile, MPa;

b, h_0 - respectively smallest cross section width in the tensile zone and efficiently depth of cross section, mm.;

c - the distance from the point of application of force to support, mm.

This technique is based on taking into account tensile strength of concrete, but overlooked longitudinal reinforcement element.

Listed analyzing the methods of calculation can conclude that Australian norms take into account all the factors of the shear strength. Other calculation methods have disadvantages which are manifested in ignoring several factors or their significant simplification. Therefore, the studies of methods of calculation require further investigation.

4.2. Comparison of different calculation methods results.

To compare considered methods of shear strength calculation, they were conducted to determine the carrying capacity of experimental samples. The results of calculations are presented in Table. 3.

Table.3. Results of reinforced concrete beams shear strength calculation

Tabela 3. Wyniki obliczeń nośności na ścinanie zbrojonej belki żelbetowej

Types of the beams	Cross section bxh [mm]	Shear span to effective depth ratio, a/d	Experimental shear strength, [kN]	The theoretical value of carrying capacity calculated by the method, [kN]:			
				1	2	3	4
BO 1.1	201x106	2	168,5	21,89	23,06	29,7	34,55
BO 1.2	199x98	1	198	20,68	21,07	59,4	63,35
BO 1.3	202x98	1,5	183	20,83	21,45	39,6	42,76

Analyzing data from the table.3 we can say that all techniques significantly underestimate the results of shear carrying capacity of reinforced concrete beams over 50%. This is due to calculation shear strength in the most unfavorable case. Shear strength at least insufficient anchoring of the longitudinal reinforcement and worst shear span to effective depth ratio. Using these equations in the design leads to significant overspending materials.

4.3. Calculation of carrying capacity with difference relative cut span by improved calculation method.

Given the rules of calculation [5] proposes to improve the method of calculation to include parameter in relationship which takes into account the shear span to effective depth ratio. Whereas increasing distance to the point of application force, carrying capacity of beams on the shear decreases, so proposed to consider in the formula (1), taking into account a/d ratio in the form:

$$V_{Rd,c} = \left[\left(\frac{6 \cdot d}{a} \right)^{1/3} \cdot C_{Rd,c} \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \cdot \left(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck} \right)^{2/3} \right] \cdot b_w \cdot d \qquad (5)$$

Such a formula includes basic parameters to fully determine the carrying capacity of concrete elements on the shear strength.

Calculation with this empirical formula shows significantly better convergence in results (about 10%) and shows the importance of stable results compared with experimental data (see. Table. 4). It should also be noted that the calculation was conducted using coefficient $\gamma_c = 1,5$ for main combi-

nation of factor loadings (then $C_{Rd,c1} = 0,12$ MPa) and emergency one - $\gamma_c = 1,2$ ($C_{Rd,c2} = 0,15$ MPa), which are encouraged to accept according to [7].

Table.4. Results of reinforced concrete beams shear strength calculation

Tabela 4. Wyniki obliczeń nośności na ścinanie zbrojonej belki żelbetowej

Types of the beams	**Experimental value, $V_{Rd,c}$, [kN]**	**Theoretical value by main combination, $V_{Rd,c1}$ [kN]**	$\left(\frac{V_{Rd,c}}{V_{Rd,c1}} - 1\right) \times 100\%$	**Theoretical value by emergency combination, $V_{Rd,c2}$ [kN]**	$\left(\frac{V_{Rd,c}}{V_{Rd,c2}} - 1\right) \times 100\%$
BO 1.1	168,5	152,1	10,8	175,4	-3,9
BO 1.2	198	186,4	6,2	233,0	-15,0
BO 1.3	183	163,1	12,2	203,8	-10,2

For a visual comparison of the obtained results by the proposed calculation method with results by existing methods see. Fig.4. In this figure are dependent theoretical shear strength of beams for the main type of load. However, it should be noted that if this be interpreted as a total load of emergency communication load that the convergence of our methods will be the same and is about 10%. But as the theoretical values are higher than experimental data, this interpretation requires the application of special conditions of experimental studies, which would be modeled sudden and dynamic character of the emergency application load.

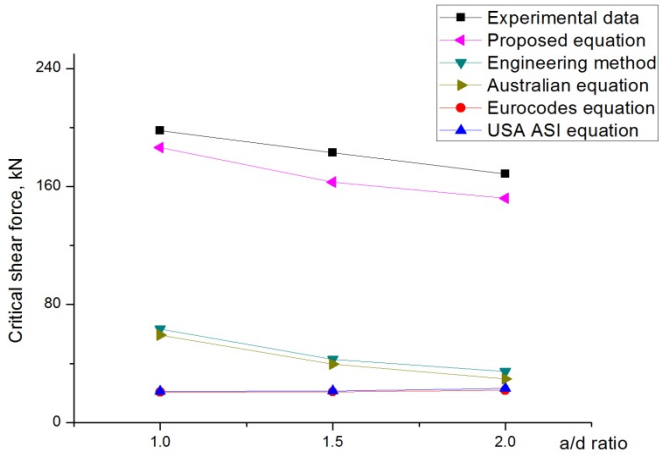


Fig.5. Graphics comparison of difference method of calculation results

Rys. 5. Graficzne porównanie wyników obliczeń według różnych metod

5. Conclusions.

Based on the above material the following conclusions can be drawn:

1. Shear Carrying capacity of the beams without transverse reinforcement increases with decreasing d/a ratio. This can be considered for more effective design of concrete elements.
2. Results of shear strength calculating according to different methods show significantly lower values than experiment.
3. Proposed improved theoretical equation, produced the results with deviation from experimental data about 15%. This result is stable at all investigation of shear span to effective depth ratio which suggests sufficient efficacy of this empirical relationship.

Bibliogaphy

[1] ACI Committee 318, Reinforced concrete design manual (ACI 318-08) Version 12. Berkeley, California: American Concrete institute, 2010.
[2] Bazant Z.P., Kazemi M.T. Size effect on diagonal shear failure of beams without stirrups. ACI Structural journal. Vol.88 №3. pp.268-276. 1991.
[3] Chavan R.S., Pawar P.M. Shear strength of slender reinforced concrete beams without web reinforcement. Journal of engineering research and application. Vol.3, Issue 6. pp. 554-559. 2013.
[4] Elahi A., Effect of Reinforcement Ratio and Shear Span on Shear Strength of High-Strength Concrete Beams. MSc Thesis, Taxila University, 2003.
[5] DBN B.2.6 -98 : 2009 Concrete and reinforced concrete construction. Minbudrehion Ukraine , Kyiv, 2011.
[6] DSTU B.V.2.6-156 : 2010 Concrete and reinforced concrete construction with heavy concrete. Minbudrehion Ukraine , Kyiv, 2011.
[7] EN 1992-1-1:2004 (E) Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules for buildings. Brussels, GEN, 2004.
[8] Loo Y.C., Chowdhury S.H. Reinforced and prestressed concrete. Analysis and design with emphasis on the application of AS 3600-2009. Cambridge university press, USA, 2010.
[9] SNIP 2.03.01-84 * Concrete and concrete structures. NIIZHB State Building USSR, Moscow, 1986.

NOŚNOŚĆ NA ŚCINANIE BELEK ŻELBETOWYCH BEZ ZBROJENIA NA ŚCINANIE

S t r e s z c z e n i e

W artykule zaprezentowano wyniki badań doświadczalnych nośności na ścinanie żelbetowych (RC) belek. Badania zostały przeprowadzone według ulepszonej metodologii, weryfikując wyniki każdej belki dwukrotnie. Wszystkie badania przeprowadzono przy uwzględnieniu różnych zakresów strefy ścinanej w stosunku do efektywnej wysokości przekroju. W ten sposób określono wpływ pozycji przyłożenia siły nośność belek żelbetowych bez zbrojenia poprzecznego. Wyniki badań wykazały wzrost nośności o 8-10 % gdy stosunek zakresu strefy ścinanej do wysokości efektywnej d/a maleje z 2 do 1,5 i 18-20 % gdy stosunek ten był d/a = 1. Przeprowadzone obliczenia nośności na ścinanie według obowiązujących norm z różnych krajów pokazał małą zgodność z wynikami badań, co negatywnie wpływa na ekonomiczne projektowanie elementów. Zaproponowano i sprawdzono eksperymentalnie metodę obliczania nośności żelbetowych belek bez zbrojenia na ścinanie uwzględniającą miejsce przyłożenia obciążenia. Czynnik ten nie jest brany pod uwagę w aktualnych ukraińskich normach projektowych konstrukcji żelbetowych. Różnice między wynikami obliczeń teoretycznych według proponowanego wzoru empirycznego a wynikami badań doświadczalnymi wynosi 10%, co potwierdza wystarczającą dokładność i przydatność do przyszłego użycia.

Słowa kluczowe: współczynnik zasięgu strefy ścinanej do wysokości efektywnej przekroju, obliczanie ścinania

Przesłano do redakcji:26.05.2015
Przyjęto do druku:10.01.2016

DOI: 10.7862/rb.2015.209

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (4/15), październik-grudzień 2015, s. 459-467

Silvia VILCEKOVA[1]
Eva KRIDLOVA BURDOVA[2]

RATING OF INDOOR ENVIRONMENTAL QUALITY IN SYSTEMS OF SUSTAINABILITY ASSESSMENT OF BUILDINGS

Indoor environmental quality (IEQ) has an important impact on health and well-being of building users. In order to maintain an acceptable IEQ, policies, strategies and guidelines on achieving the required IEQ have been developed. Control and evaluation of indoor air factors is needed for ensuring the sufficient air quality. Impact of emmisions from building materials, furnishings and HVAC systems to indoor air quality should be included in the assessment of indoor environmental quality. In many systems for sustainability assessment of buildings is put a great emphasis on indoor environmental quality. This paper provides an overview of sustainability assessment systems for rating of indoor environmental quality. The criteria included in LEED, BREEAM and other well known systems for assessment of indoor environmental quality are presented. Building environmental assessment system (BEAS) developed for application in Slovakia is also introduced. Worldwide used rating systems were based on the development of BEAS. This is multi-criteria system contained six main fields such as site selection and project planning; building construction; indoor environment; energy performance; water and waste management. System consist from 53 indicators of assessment.

Keywords: Indoor environment, sustainability assessment of buildings, BEAS

1. Introduction

According to study [1], the concentration of indoor air pollutants varies significantly in different environmental conditions. During recent years several studies have been performed targeting towards the assessment of indoor air quality in selected places. Increasing rate of industrialization and urbanization, especially in developing countries, has led to increase of air pollution levels as well as increased concern about air pollution impact on human health [2].

[1] Author for correspondence: Silvia Vilcekova, Vysokoskolska 4, 042 00 Kosice, Slovakia, +421556024260, silvia.vilcekova@tuke.sk

[2] Eva Kridlova Burdova, Vysokoskolska 4, 042 00 Kosice, Slovakia, +42155 6024125, eva.kridlova.burdova@tuke.sk.

Indoor air quality (IAQ) is one of the major contributors to disease burden in the world [3, 4]. Those members of the population who are more susceptible to the effects of poor air quality, the elderly, the very young and those of ill health, will spend a greater amount of time indoors [5] probably in the home, than an average member of the population. It is therefore important to determine whether the quality of air inside a home is affected by changes in outdoor concentrations and to determine the sources of pollutants within the domestic environment [6]. Well-being is an important aspect determining the quality of life of an occupant. In late 1980s and during the 1990s, the WHO concept of health, became significant for identifying the concept of a "healthy building" in terms of building performances (i.e. indoor air quality, thermal comfort, lighting and acoustics) [7]. Indoor environment is a significant field in building environmental assessment system (BEAS) developed in Slovakia in the last few years. The main fields and indicators of BEAS are based on the analysis of worldwide used sustainable assessment systems and methods such as LEED, BREEAM, SBTool, and DGNB and so on. These sustainable building rating tools emphasize the importance of paying attention to indoor environmental quality throughout the design, construction as well as operation of buildings. Monitoring and evaluation of indoor air pollutants occurred is important for proposal of indicators in the field of indoor environment. Evaluation of indoor environmental quality generally includes physical parameters, chemical compounds and biological pollutants. Analysis of occurrence of selected pollutants in residential buildings was used for proposal of indoor environmental indicators. The percentage weights of indicators were determined depending up the level of indoor pollutants occurrence as well as the extent to which exceeded the permissible values.

This paper provides an overview of sustainability assessment systems for rating of indoor environmental quality. The criteria included in BREEAM, LEED and other well-known systems for assessment of indoor environmental quality are presented. Building environmental assessment system (BEAS) developed for application in Slovakia is also introduced.

2. Systems for assessment of indoor environmental quality

Building environmental assessment systems aim at considering the three aspects of sustainability of buildings: environmental issues such as greenhouse gas emission and energy consumption, economic aspects such as investment and equity and social requirements such as accessibility and quality of spaces [8]. The main goals of sustainable design is to reduce depletion of critical resources like energy, water, and raw materials; prevent environmental degradation caused by facilities and infrastructure throughout their life cycle; and create built environments that are safe and productive [9]. Methods and systems for integrated evaluation of buildings are used for the purpose of pre-design,

design, construction, operation, maintenance and end of life of sustainable buildings [10].

The first of such tools was in 1990 the Building Research Establishment Environmental Assessment Method (BREEAM) [11]. After that, other methodologies, such as the Comprehensive Assessment System for Building Environmental Efficiency (CASBEE) from Japan, the Building and Environmental Performance Assessment Criteria (BEPAC) from Canada, the Building Environmental Assessment Method (HK-BEAM) from Hong Kong, the Green Building Rating System (SABA) from Jordan, the Estidama from Emirate, the Sustainable Building Assessment Tool (SBAT) from South Africa and Deutsche the Gesellschaft für Nachhaltiges Bauen (DGNB) from Germany.

2.1. BREEAM

Building Research Establishment's Environmental Assessment Method (BREEAM) designated as the building environmental assessment method of choice at that time was developed in the United Kingdom in 1990. Health and wellbeing is a concept that has not been adequately addressed by BREEAM, which is mainly predominated by the requirements for energy conservation and air-tightness of buildings. This is especially true for the assessment of IAQ and thermal comfort issues, which are largely missing in BREEAM and the Code for Sustainable Homes of UK. Health and wellbeing is recognised as an important mark of quality in the Code for Sustainable Homes. The objective is that homes built according to the Code should provide a more pleasant and healthy place to live. As people spend about 90% of their time indoors their exposure to indoor air pollutants and IAQ should be a particular important issue

for assessment and as design criteria. Also pollutants such as formaldehyde and volatile organic compounds (VOCs) released in the homes can have an adverse impact on people's health. Buildings satisfying the requirements of BREEAM for air-tightness would potentially enhance the indoor concentrations of pollutants as well as the risk of proliferation of moulds in these buildings [14]. In the table 1 is shown main field in system BREEAM related to environmental quality of buildings [12, 13].

Table 1. Health & Wellbeing in system BREEAM

Tabela 1. Zdrowie i Dobre Samopoczucie w systemie BREEAM

Environmental sections	**Assessment issues**	**Weighting**
Health & Wellbeing	Visual comfort	15%
	Indoor air quality	
	Thermal comfort	
	Water quality	

2.2 LEED

LEED (Leadership in Energy and Environmental Design) was developed and piloted in the U.S. in 1998 as a consensus-based building rating system. The development of LEED has been through the U.S. Green Building Council member committees. LEED is a third-party certification programme and the nationally accepted benchmark for the design, construction and operation of high performance green buildings. LEED promotes a whole-building approach to sustainability by recognizing performance in five key areas of human and environmental health, namely: sustainable site development, water savings, energy efficiency, materials selection and indoor environmental quality. LEED has a greater emphasis in the assessment of low emission materials used, indoor environmental quality (IEQ) and building management (before and after construction) including the maintenance of mechanical ventilation and HVAC system [14]. In Table 2 the checklist of IEA for the LEED 2009 system for new construction and major renovations project is shown [12, 15].

Table 2. IEQ in system LEED 2009 for new construction and major renovations project

Tabela 2. IEQ w systemie LEED 2009 dla projektów nowych konstrukcji i remontów generalnych

Indoor Environmental Quality		**15 Possible Points**
Prerequisite 1	Minimum Indoor Air Quality Performance	Required
Prerequisite 2	Environmental Tobacco Smoke (ETS) Control	Required
Credit 1	Outdoor Air Delivery Monitoring	1
Credit 4.1	Low-Emitting Materials—Adhesives and Sealants	1
Credit 4.2	Low-Emitting Materials—Paints and Coatings	1
Credit 4.3	Low-Emitting Materials—Flooring Systems	1
Credit 4.4	Low-Emitting Materials—Composite Wood and Agrifiber Products	1
Credit 5	Indoor Chemical and Pollutant Source Control	1
Credit 6.1	Controllability of Systems—Lighting	1
Credit 6.2	Controllability of Systems—Thermal Comfort	1
Credit 7.1	Thermal Comfort—Design	1
Credit 7.2	Thermal Comfort—Verification	1
Credit 8.1	Daylight and Views—Daylight	1
Credit 8.2	Daylight and Views—Views	1

2.3 BEAS

In recent years the evaluation of building performance in terms of environmental, social and economic aspects has become a topic of discussion in the Slovak Republic, as well. The new building environmental assessment system (BEAS) has been developed at the Institute of Environmental Engineering, Technical University of Košice. The systems and tools used in many countries have been the foundation of the new system development applicable under Slovak conditions. The main fields and relevant indicators of BEAS have been proposed on the basis of available information analysis from particular fields of the building performance in Slovakia and also according to our own experimental experience. The manner and form of indicators evaluation is proposed according to the SBTool. The proposal of the main fields results from the quality of the outdoor and indoor environment, nature and landscape conservation, exploitation of natural resources and so on. Building construction is subject to environmental deterioration, hence the proposal of site selection and project planning field is valid in BEAS. In Slovakia, buildings are characterized by high energy consumption therefore their energy performance is also an important field of assessment. Selection of building materials and structures is very important in term of embodied energy and emissions of pollutants. The reasons for the proposal of these and other fields such as indoor environment, water and waste management are shown in the next sections. BEAS as a multi-criteria system includes environmental, social and cultural aspects. The proposed fields and indicators respect and adhere to Slovak standards, rules, studies and experiments. In this study, the presented system has been developed for the preliminary stages of the life cycle, i.e. pre-design and design. The developed assessment system for Slovakia contains 6 main fields and 52 indicators [12]. In the table is shown field Indoor environment in system BEAS.

Table 3. Indoor environment in system BEAS

Tabela 3. Środowisko wewnętrzne w systemie BEAS

C	**Indoor environment**	**23.53%**
C1	Thermal comfort	16.4
C2	Humidity	5.5
C3	Acoustic	12.7
C4	Daylighting	12.7
C5	TVOC	16.4
C6	Indoor air quality	5.5
C7	Radon	9.1
C8	NOx	5.5
C9	PM10	14.5
C10	Microbe	1.8

3. Discussion

Building environmental assessment is used to specify, predict and measure environmental performance in buildings, which can highlight long term operational benefits, provide a valuable marketing tool for the construction industry to increase demand for quality and promote corporate and public sector sustainability [16]. There are numerous mainly voluntary environmental assessment methods currently in use around the world and while methods of assessment vary in accordance with local circumstances and stakeholders' concerns, they do share characteristics and goals that are significant in their similarity [17]. Many countries either have or are in the process of developing domestic assessment methods, which makes the need for international exchange and coordination increasingly relevant [18]. In several studies suggest indoor environmental quality tool [19], evaluation model [20], classification index [21] or scheme [22] for evaluating indoor environmental quality. Study [23] state that most of the buildings the sustainability assessment system does not include a good social and economic sustainability principles, even though they have different accents, but tend towards resources and environmental criteria and at the same time to dominate the socioeconomic problems and weighting credits and in the final assessment have also ambiguities and shortcomings. This paper provides an overview of sustainability assessment systems for rating of indoor environmental quality by introduction an approach environmental assessment of building. Study [24] showed that there is still no single best tool for assessing sustainability. In the figure 1 is shown significant weights in percentage of main field in system used over the world related to indoor environmental quality.

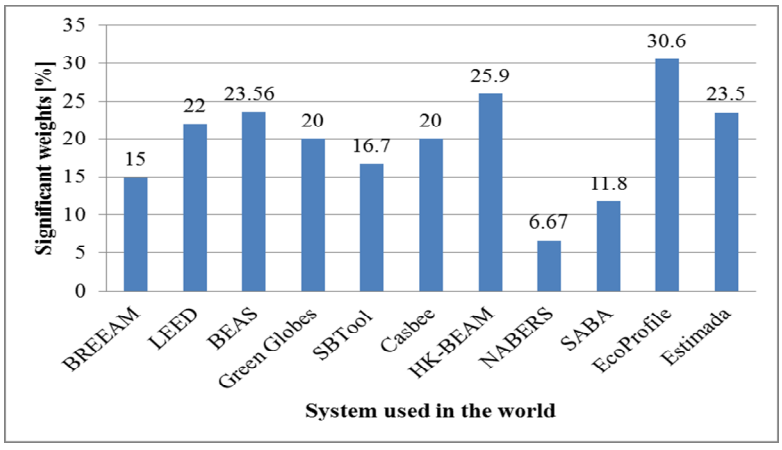


Fig. 1. Significant weights in percentage of main field in system used over the world related to IEQ

Rys. 1. Znaczące wagi działów w głównym zakresie w systemie używanym na całym świecie odnośnie do IEQ

4. Conclusions

The building environmental assessment of green buildings is now a much valued sustainable development tools for evaluation of buildings for their environmental credential, for social, economic and environmental factors in many countries. Buildings should be a safe haven for people's living and therefore the ''Health and Wellbeing'' issues should be very important factors for any development of sustainable buildings [14]. This study provides an overview of sustainability assessment systems for rating of indoor environmental quality. The percentage weights of IEQ in presented systems vary from 6.67% to 30.6%, the lowest significant weight of 6.67% is for SABA and the highest of 30.6 % is for EcoProfile.

Acknowledgement

This study was supported by the Grant Agency of Slovak Republic (1/0405/13).

Bibliography

[1] Assimakopoulos, M.N. et al.: Indoor air quality in a metropolitan area metro using fuzzy logic assessment system. Science of the Total Environment, vol. 449, 2013, pp. 461–469,

[2] Sowlat et al.: A novel, fuzzy-based air quality index (FAQI) for air quality assessment. Atmospheric Environment, vol. 45, 2011, pp. 2050-2059,

[3] Lopez, A., Mathers, C., Ezzati, M., Jamison, D., Murray, C., 2006. Global Burden of Disease and Risk Factors. Oxford University Press and The World Bank, Washington DC 20433. 506. http://www.ncbi.nlm.nih.gov/books/ [access: 30 April 2015].

[4] Burgos S, Ruiz,P. & Koifman, R.: Changes to indoor air quality as a result of relocating families from slums to public housing. Atmospheric Environment, vol. 70, 2013, pp. 179-185,

[5] Byrne, M., 1998. Aerosol exposed. Chemistry in Britain. August

[6] Jone N.C., Thornton C.A., Mark D., & Harrison R.M.: Indoor/outdoor relationships of particulate matter in domestic homes with roadside, urban and rural locations. Atmospheric Environment, vol. 34, 2006, pp. 2603-2612,

[7] Bluyssen, P.M. (2013). Understanding the indoor environment. Inaugural speech. http://www.google.sk/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=2&ved=0CDoQFjAB&url=http%3A%2F%2Frepository.tudelft.nl%2Fassets%2Fuuid%3A93a2f03b-0fad-427a-b738-cfddb714aa07%2F295730.pdf&ei=2j3yUvGpNoOuygPn-4LAAQ&usg=AFQjCNGRAJY1Mk1j9ZdCFQK8h17QfJd5oQ&sig2=LzyxdB7Xg_AbOLevzaWQvA&bvm=bv.60799247,d.bGQ. [access: 30 April 2015].

[8] Berardi U.: Sustainability assessment in the Construction Setctor: Rating System and Rated Buildings. Sustainable Development, 2011;

[9] Sustainable by the WBDG Sustainable Committee. Available on internet: http://www.wbdg.org/design/sustainable.php [access: 30 April 2015].

[10] Vierra S. Green Building Standards and Certification systems. [online], Available on internet: http://www.wbdg.org/resources/gbs.php [access: 30 April 2015].

[11] Kridlova Burdova E, Vilcekova S.: Energy performance indicators developing. Energy Procedia, vol. 14, pp. 1175-1180,

[12] Kridlova Burdova E., Vilcekova S.: Building environmental assessment system in Slovakia. Saarbrücken: LAP LAMBERT Academic Publishing, 2013, 114 p.

[13] BREEAM. Code for Sustainable Homes. Technical Guide. Department for Communities and Local Government. April 2008. www.communities.gov.uk [access: 30 April 2015].

[14] Chuck W. F., Yua Jeong Tai Kim: Building Environmental Assessment Schemes for Rating of IAQ in Sustainable Buildings. Indoor and Built Environment, vol. 20, issue 1, 2011, pp. 5-15.

[15] LEED 2009 for new construction and major renovations. For public use and display. USGBC Member Approved November 2008 (Updated November 2011), p. 117

[16] Hendrik S.: What impact could building rating tools have in helping to drive more sustainable building practice in Ireland? Thesis for MSc Architecture: AEES, University of East London, 2012;

[17] Hourigan, N.: The Development of a Building Environmental Assessment Method for Ireland. MArchSc thesis in the School of Architecture, Landscape and Civil Engineering, University College Dublin. Available in UCD Architectural Library, 2009,

[18] Mateus, R., Bragança, L.: Sustainability assessment and rating of buildings: Developing the methodology SBTool PT-H. Building and Environment, vol. 46, 2011, pp. 1962-1971;

[19] Ncube M., Riffat S.: Developing an indoor environment quality tool for assessment of mechanically ventilated office buildings in the UK - A preliminary study. Building and Environment, vol. 53, 2012, pp. 26-33,

[20] Lai A.C.K., Mui K.W., Wong L.T., Law, L.Y.: An evaluation model for indoor environmental quality (IEQ) acceptance in residential buildings. Energy and Buildings, vol. 41, 2009, pp. 930-936,

[21] Marino C, Nucara A., Pietrafesa, M.: Proposal of comfort classification indexes suitable for both single environments and whole buildings. Building and Environment, vol. 57, 2012, pp. 58-67,

[22] Heinzerling D. Schiavon S., Webster T., Arens E.: Indoor environmental quality assessment models: A literature review and a proposed weighting and classification scheme. Building and Environment, vol. 70, 2013, pp. 210-222,

[23] Raslanas S., Stasiukynas A., Jurgelaitytė, E.: Sustainability Assessment Studies of Recreational Buildings. Procedia Engineering, vol. 57, 2013, pp. 929 – 937,

[24] Sharifi, A., Murayama, A.: Neighborhood sustainability assessment in action: Cross-evaluation of three assessment systems and their cases from the US, the UK, and Japan. Building and Environment, vol. 72, 2014, pp. 243-258,

OCENA JAKOŚCI ŚRODOWISKA WEWNĄTRZ BUDYNKÓW W SYSTEMACH OCENY ŚRODOWISKOWEJ BUDYNKÓW

S t r e s z c z e n i e

Jakość środowiska wnętrza budynku (IEQ) ma duży wpływ na zdrowie i dobre samopoczucie użytkowników. W celu utrzymania akceptowalnego stanu IEQ, zostały przedstawione strategie, polityki, i wytyczne co do osiągania wymaganego IEQ. Wykazano potrzebę kontrola i oceny czynników lotniczych wewnątrz budynku dla zapewniania wystarczającej jakości powietrza. Przy oszacowaniu jakości środowiska wnętrza budynku, przy określaniu stopnia czystości powietrza, powinny być wzięte pod uwagę również wpływy emisji materiałów budowlanych, wyposażenia i systemów HVAC. W wielu systemach przykłada się duży nacisk na oszacowanie jakość środowiska wewnętrznego na trwałości budynków. W artykule przedstawiono przegląd systemów oceny trwałości oszacowania jakości środowiska wnętrza budynku. Zaprezentowano kryteria zamieszczone w LEED, BREEAM i innych dobrze znanych systemach określających jakość środowiska wnętrza. Zaprezentowano również system oceny środowiska w budynkach (BEAS) przygotowany do zastosowania na Słowacji. Systemy oceny, używane na świecie są oparte o podobne systemy BEAS. Są to wielokryterialne systemy obejmujące sześć głównych obszarów takich jak wybór miejsca i projektu; konstrukcję budynku; środowisko wewnętrzne; wydajność energetyczną; zarządzanie wodą i odpadami. System ten składa się z oceny 53 wskaźników.

Słowa kluczowe: środowisko wewnątrz budynku, ocena trwałości budynków, BEAS

Przesłano do redakcji:30.05.2015
Przyjęto do druku:10.01.2016

DOI: 10.7862/rb.2015.210

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (4/15), październik-grudzień 2015, s. 469-492

Agnieszka WIATER[1]
Mateusz RAJCHEL[2]
Tomasz SIWOWSKI[3]

BADANIA PŁYT POMOSTU Z BETONU LEKKIEGO ZBROJONYCH PRĘTAMI KOMPOZYTOWYMI GFRP

Płyty betonowe w obiektach mostowych mają najmniejszą trwałość spośród wszystkich ich elementów. Jednym ze sposobów zwiększenia ich trwałości jest zastosowanie do ich zbrojenia są prętów kompozytowych, które charakteryzują się wysoką odpornością na korozję, a także wysoką wytrzymałością i małym ciężarem własnym. Badania prowadzone od kilku lat w Kanadzie, USA oraz Japonii zarówno w warunkach laboratoryjnych jak również w rzeczywistych warunkach eksploatacji mostów wykazały, że betonowe płyty pomostu zbrojone prętami kompozytowymi zachowują się bardzo dobrze pod obciążeniem i mają zdecydowanie większą trwałość. Celem pracy jest przedstawienie własnych badań statycznych i zmęczeniowych betonowych płyt pomostu zbrojonych prętami kompozytowymi, sprawdzenie ich nośności oraz trwałości zmęczeniowej. W celu uzyskania korzystnej redukcji ciężaru własnego płyt zastosowano konstrukcyjny beton lekki. Uzyskane wyniki porównano z obliczeniami normowymi. Wykazano, że płyty pomostowe z betonu lekkiego, zbrojone prętami kompozytowymi są pełnowartościową alternatywą dla konwencjonalnych płyt pomostowych.

Słowa kluczowe: płyta pomostu, pręty kompozytowe, beton lekki, badania wytrzymałościowe, badania zmęczeniowe

1. Wprowadzenie

Korozja stalowych prętów zbrojeniowych jest istotnym czynnikiem ograniczający długość życia konstrukcji betonowych, w szczególności mostów. W drogowych obiektach mostach zjawisko korozji prętów zbrojeniowych jest

[1] Autor do korespondencji: Agnieszka Wiater, Politechnika Rzeszowska, Zakład Dróg i Mostów, ul. Poznańska 2, 35-049 Rzeszów, tel. (17) 86 51 596, wiater@prz.edu.pl

[2] Mateusz Rajchel, Politechnika Rzeszowska, Zakład Dróg i Mostów, ul. Poznańska 2, 35-049 Rzeszów, tel. (17) 86 51 596, mrajchel@prz.edu.pl.

[3] Tomasz Siwowski, Politechnika Rzeszowska, Zakład Dróg i Mostów, ul. Poznańska 2, 35-049 Rzeszów, tel. (17) 86 51 596, siwowski@prz.edu.pl.

szczególnie nasilone przez działanie soli stosowanej do odladzania nawierzchni mostowych [21]. Rozległa korozja stali zbrojeniowej powoduje pękanie oraz ubytki w betonowych płytach pomostowych, co prowadzi do kosztownych remontów, powodujących poważne zakłócenia w ruchu drogowym [4]. Jednym ze sposobów rozwiązania tego problemu jest stosowanie prętów zbrojeniowych z materiałów niemetalicznych [[4], [9], [21]]. Niemetaliczne zbrojenie w postaci prętów kompozytowych GFRP (ang. *glass fiber reinforded polymers*) w betonowych płytach pomostowych może znacznie wydłużyć trwałość, zmniejszyć koszty utrzymania i poprawić efektywność kosztów w cyklu życia obiektu mostowego. Ponadto użycie prętów zbrojeniowych GFRP może również zmniejszyć koszt budowy obiektu, eliminując potrzebę stosowania izolacji mostowych na płycie pomostu [4]. Pręty kompozytowe GFRP stanowią alternatywę dla tradycyjnych prętów zbrojeniowych, które zostały z powodzeniem zastosowane w Kanadzie, USA oraz Japonii w kilku obiektach mostowych [[4], [9], [11], [14], [21], [22]].

Innym zagadnieniem, które jest również przedmiotem licznych badań jest wdrożenie do budownictwa mostowego wysokowartościowych betonów lekkich HPLC [10]. Ich zastosowanie pozwala na blisko 30% redukcję ciężaru własnego, co ma bardzo duże znaczenie np. w przypadku modernizacji istniejących mostów. Dotychczas główną barierą w szerszym stosowaniu betonu lekkiego w płytach pomostowych była jego stosunkowo wysoka nasiąkliwość, co w przypadku zbrojenia stalowego zwiększało prawdopodobieństwo jego korozji i w konsekwencji destrukcji pomostu. Jednakże połączenie wysokowartościowego betonu lekkiego i prętów kompozytowych wyklucza to zagrożenie, oferując synergię zalet obu materiałów, prowadzącą do lżejszych, trwałych i tańszych w utrzymaniu mostów.

Od kilkunastu lat prowadzone są badania płyt z betonu zwykłego zbrojonego prętami kompozytowymi. Ich wyniki wykazują wysokość trwałość i bardzo dobre parametry eksploatacyjne płyt betonowych zbrojonych prętami kompozytowymi [4], [5], [8], [10]. Jednym z częściej badanych problemów jest nośność płyt na ścinanie [1] [24]. Niewiele jest jednak prac dotyczących badań płyt pomostu z betonu lekkiego zbrojonego prętami kompozytowymi. Badania nośności na ścinanie paneli pomostowych wykonanych z betonu lekkiego zbrojonego prętami GFRP opisano w pracach [12],[15]. Wyniki porównano z danymi, uzyskanymi dla analogicznych paneli z betonu zwykłego. Wykazano, że panele z betonu lekkiego zachowują się podobnie pod obciążeniem, lecz mają mniejszą sztywność i nośność na ścinanie w odniesieniu do paneli z betonu zwykłego.

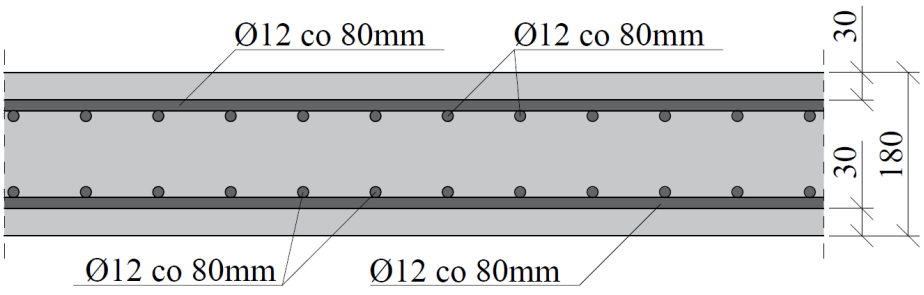
W pracy [3] opisano badania płyt z betonu lekkiego zbrojonego prętami BFRP (pręty z włókien bazaltowych) w układzie swobodnie podpartym i ciągłym, których celem była ocena zgodności parametrów opisujących zachowanie się płyt pod obciążeniem z wielkościami obliczonymi według wytycznych [2]. Wykazano dość duże rozbieżności wskazując konieczność kontynuacji badań

w szczególności w zakresie nośności na ścinanie. Badania potwierdzające wysoką trwałość zmęczeniową betonowych płyt pomostu zbrojonych prętami GFRP opisano w pracach [6], [7], [25]. Dotyczyły one płyt z betonu zwykłego.

W pracy przedstawiono badania statyczne i zmęczeniowe, których przedmiotem była płyta pomostu z konstrukcyjnego betonu lekkiego klasy LC 35/38 zbrojona gładkimi prętami kompozytowymi GFRP o średnicy 12 mm. Celem badań było określenie nośności i trwałości zmęczeniowej płyt oraz porównanie wyników badań z wynikami obliczeń, przeprowadzanych zgodnie z wytycznymi ACI 440.1R-06 [2]. Procedura obliczeniowa tej normy została poddana szerszej analizie w pracy [23]. Podczas badań modeli płyt pomostu pod obciążeniem statycznym mierzono wartości przemieszczeń pionowych, odkształceń betonu, oceniano morfologię i szerokości rozwartości rys. Wyznaczono maksymalne wartości obciążenia (tzw. nośności graniczne) oraz opisano towarzyszące im postacie zniszczenia. Badania zmęczeniowe pozwoliły na oszacowanie trwałości zmęczeniowej płyt. W wyniku przeprowadzonych badań wykazano, że płyty pomostowe z betonu lekkiego, zbrojone prętami kompozytowymi mogą być pełnowartościową alternatywą dla konwencjonalnych płyt pomostowych.

2. Modele badawcze płyt pomostowych

Badania przeprowadzono na trzech pełnowymiarowych modelach płyt pomostowych o wymiarach 1,90 × 5,14 m i grubości 0,18 m (M1, M2, M3). Modele badawcze zostały wykonane z betonu lekkiego klasy LC 35/38 o gęstości 1970 kg/m^3, zbrojonego dwiema siatkami prętów kompozytowych GFRP o średnicy 12 mm w rozstawie 8 cm (rys. 1). Pręty kompozytowe były produktem firmy Mostostal Warszawa S.A. i zostały wytworzone w procesie pultruzji. W celu zwiększenia ich przyczepności do betonu producent zastosował posypkę piaskiem kwarcowym 0,4/0,8. Otulina zbrojenia dolnego i górnego wynosiła 30 mm.



Rys. 1. Schemat zbrojenia płyt pomostu (przekrój poprzeczny)

Fig. 1. The scheme of slabs reinforcement (transverse section)

W celu ustalenia właściwości mechanicznych prętów kompozytowych GFRP, zostały przeprowadzone badania na rozciąganie pięciu próbek. Wyniki przeprowadzonych prób rozciągania przedstawiono w tabeli 1. Na podstawie wyników badań określono parametry wytrzymałościowe zbrojenia kompozytowego zgodnie z wytycznymi [2]: wytrzymałość prętów na rozciąganie oraz graniczne odkształcenia jako wartość średnia wyników badań pomniejszone o trzykrotną wartość odchylenia standardowego wyników, natomiast moduł sprężystości jako wartość średnia wyników badań. Uzyskane w ten sposób podstawowe właściwości mechaniczne zastosowanych prętów kompozytowych wyniosły:

- gwarantowana wytrzymałość na rozciąganie: 809,1 MPa;
- moduł Younga: 57,8 GPa,
- odkształcenie graniczne: 1,35 %.

Tabela 1. Wyniki badań prętów GFRP na rozciąganie

Table 1. Tensile test results on GFRP bars

Symbol próbki	**Siła niszcząca [kN]**	**Wytrzymałość próbek na rozciąganie [MPa]**	**Moduł Younga [GPa]**	**Wydłużenie przy zerwaniu [%]**
P1	114,95	995	55,6	1,68
P2	105,87	923	57,0	1,82
P3	120,70	1038	55,7	2,19
P4	117,17	1022	58,9	1,94
P5	121,63	1116	62,0	1,98
Wartość średnia	116,06	1018,8	57,8	1,92
Odchylenie standardowe	6,30	69,9	2,7	0,19

Eksperymentalnie ustalono również wytrzymałość betonu lekkiego na ściskanie. Do tego celu z modelu badawczego M3 po przeprowadzeniu badań wytrzymałościowych pobrano cztery odwierty rdzeniowe o średnicy 100 mm i wysokości 180 mm (rys. 2). Zgodnie z normą [17] badanie próbek o nominalnej średnicy nie mniejszej niż 100 mm i nie większej niż 150 mm oraz wysokości równej dwukrotnej średnicy, daje wartość wytrzymałości która odpowiada wytrzymałości próbki walcowej o wymiarach 150 mm na 300 mm.

Na podstawie przeprowadzonego badania wytrzymałości betonu na ściskanie określono średnią wytrzymałość czterech próbek na ściskanie, która wyniosła 32,75 MPa (tabela 2).



Rys. 2. Pobieranie próbek z modelu (po lewej) oraz próbki pobrane do badań (po prawej)
Fig. 2. Taking samples from M3 slab model (left) and the samples for testing (right)

Tabela 2. Wytrzymałość betonu na ściskanie uzyskana na podstawie badań
Table 2. The compressive strength of concrete according to test

Symbol próbki	**Siła niszcząca [kN]**	**Wytrzymałość próbek na ściskanie [MPa]**
A	285,40	33,34
B	280,17	32,73
C	290,74	33,90
D	265,83	31,05
Wartość średnia	280,54	32,76

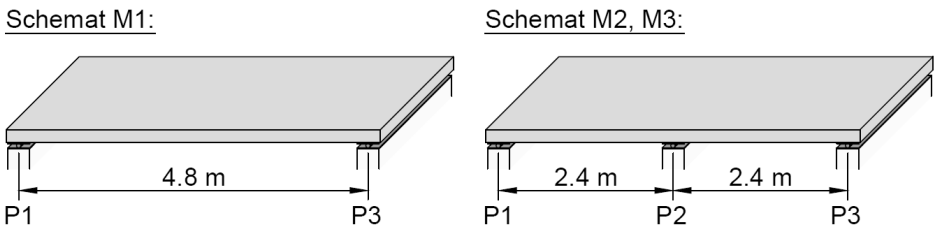
Określona zgodnie z normą [18] charakterystyczna wartość wytrzymałości betonu na ściskanie na próbkach cylindrycznych wynosiła 25,76 MPa. Zgodnie z norma [20] wyznaczono pozostałe parametry betonu z uwzględnieniem gęstości betonu lekkiego:

- charakterystyczna wytrzymałość na ściskanie: 25,76 MPa;
- charakterystyczna wytrzymałość na rozciąganie: 2,46 MPa;
- moduł Younga: 25,94 GPa;
- odkształcenie graniczne: 3,31‰.

3. Badania statyczne płyt

3.1. Metodologia badań statycznych

Badania statyczne przeprowadzono w dwóch schematach statycznych: schemat jednoprzęsłowy o rozpiętości 4,80 m (model M1) oraz schemat dwuprzęsłowy o rozpiętości przęseł 2,40 m (modele M2 i M3) (rys. 3). Rozpiętość w schemacie dwuprzęsłowym dostosowano do średniej wartości rozpiętości betonowych płyt pomostowych w mostach belkowych. Sposób oparcia płyt przedstawiono na rys. 4. Płyty poddane zostały kilkofazowemu obciążeniu statycznemu aż do zniszczenia.



Rys. 3. Schematy badań M1, M2 (M3)

Fig. 3.Test scheme M1, M2 (M3)



Rys. 4. Sposób oparcia płyt: łożysko nieprzesuwne (po lewej) i przesuwne (po prawej)

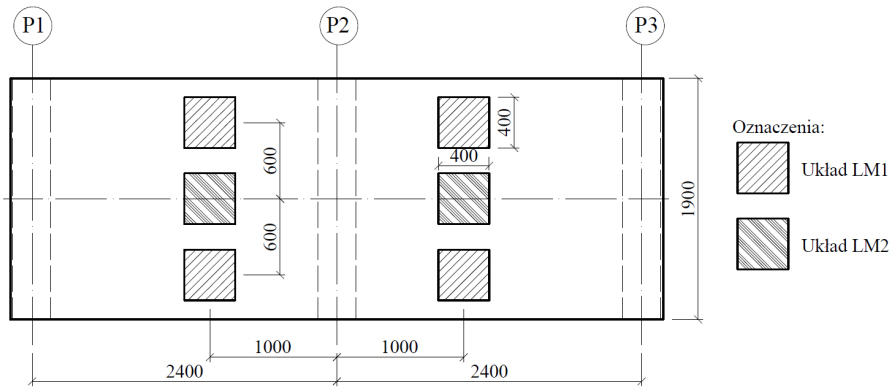
Fig. 4. Slab supports: pinned support (left) and roller support (right)

Obciążenie było generowane za pomocą siłownika hydraulicznego. W badaniach statycznych obciążenie zostało rozłożone na powierzchnię badanych płyt za pomocą belki trawersowej oraz podkładek stalowych o wymiarach 0,4 × 0,4 × 0,02 m (rys. 5). Sposób przyłożenia obciążenia symulował dwa modele obciążeniowe LM1 i LM2 płyt pomostowych w obiektach mostowych wg normy [19] (rys. 6).



Rys. 5. Płyta na stanowisku badawczym

Fig. 5. The slab under testing



Rys. 6. Schematy obciążenia LM1 oraz LM2

Fig. 6. Loading schemes LM1 and LM2

W badaniach statycznych zastosowano dwa poziomy obciążenia modeli płyt pomostu: obciążenie charakterystyczne (P_k), wywołujące charakterystyczną wartość momentu zginającego w płycie pod obciążeniem normowym wg [10] oraz obciążenie obliczeniowe (P_d), wywołujące obliczeniową wartość momentu zginającego w modelu. Ostatnim cyklem było obciążenie płyt pomostu aż do zniszczenia. Właściwe obciążenie płyt poprzedzono cyklem wstępnym o wartości 50% obciążenia charakterystycznego (0,5 P_k) w celu ułożenia i dopasowania płyt pomostu na stanowisku badawczym. Etapy obciążania płyt przedstawiono w tabeli 3 i w tabeli 4 odpowiednio dla modeli płyt M1 i M2.

Tabela 3. Etapy oraz wartości obciążenia modelu M1

Table 3. The loading steps of the M1 slab model

Etap	Wartość obciążenia [kN]	Liczba cykli	Układ obciążenia	Wartości obciążenia
1	17,5 (2 × 8,75)	1	LM1	50% charakterystycznego momentu zginającego ($0{,}5\ P_k$)
2	34,9 (2 × 17,45)	3		charakterystyczny moment zginający (P_k)
3	94,5 (2 × 47,25)	3		obliczeniowy moment zginający (P_d)
4	34,2 (2 × 17,10)	3	LM2	charakterystyczny moment zginający (P_k)
5	93,0 (2 × 46,50)	3		obliczeniowy moment zginający (P_d)
6	155,0 (2 × 77,85)	1	LM1	obciążenie przejściowe (kontrolne)
7	200,0 (2 × 100,00)	1		
8	220,0 (2 × 110,00)	1		obciążenie niszczące

Podczas badań mierzono przemieszczenia płyt oraz odkształcenia w betonie. Do pomiaru przemieszczeń pionowych zastosowano czujniki indukcyjne o bazie pomiarowej 100 mm zamontowane na uchwytach elektromagnetycznych. Pomiary przemieszczeń płyty M1 wykonano w 1/2 i 1/4 rozpiętości oraz kontrolnie nad podporami (łącznie 13 czujników przemieszczeń). W przypadku modelu M2 przemieszczenia rejestrowano w środku rozpiętości obu przęseł oraz kontrolnie nad podporami (łącznie 17 czujników przemieszczeń). Do pomiaru odkształceń betonu zastosowano elektrooporowe czujniki tensometryczne. Odkształcenia betonu dla modelu M1 mierzono w środku rozpiętości przęsła (górna i dolna powierzchnia płyty) oraz w miejscach przyłożenia obciążeń (1 m od środka płyty) na dolnej powierzchni płyty (łącznie 12 czujników odkształceń). Dla modelu M2 odkształcenia na górnej powierzchni płyty rejestrowano w przekrojach nad podporą środkową oraz na powierzchni dolnej w przekrojach przyłożenia obciążenia, tj. 1 m od środka płyty/podpory środkowej (łącznie 11 czujników odkształceń). Dodatkowo na każdym z etapów obciążenia rejestrowana była morfologia zarysowania i rozwój zniszczenia płyt.

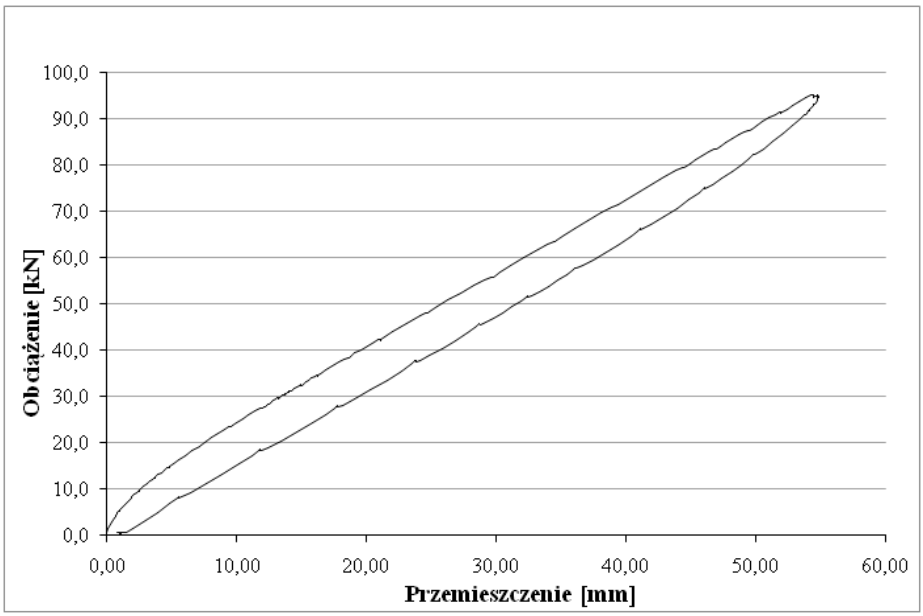
Tabela 4. Etapy oraz wartości obciążenia modelu M2

Table 4. The loading steps of the M2 slab model

Etap	Wartość obciążenia [kN]	Liczba cykli	Układ obciążenia	Wartości obciążenia
1	77,8 (2 × 38,90)	1	LM1	50%, charakterystycznego momentu zginającego ($0,5\ P_k$)
2	155,5 (2 × 77,85)	3		charakterystyczny moment zginający (P_k)
3	324,0 (2 × 162,00)	3		obliczeniowy moment zginający (P_d)
4	300,0 (2 × 150,00)	3	LM2	obliczeniowy moment zginający (P_d)
5	450,0 (2 × 225,00)	1	LM1	obciążenie przejściowe (kontrolne)
6	600,0 (2 × 300,00)	2		
7	810,0 (2 × 405,00)	2		
8	880,0 (2 × 440,00)	1		obciążenie niszczące

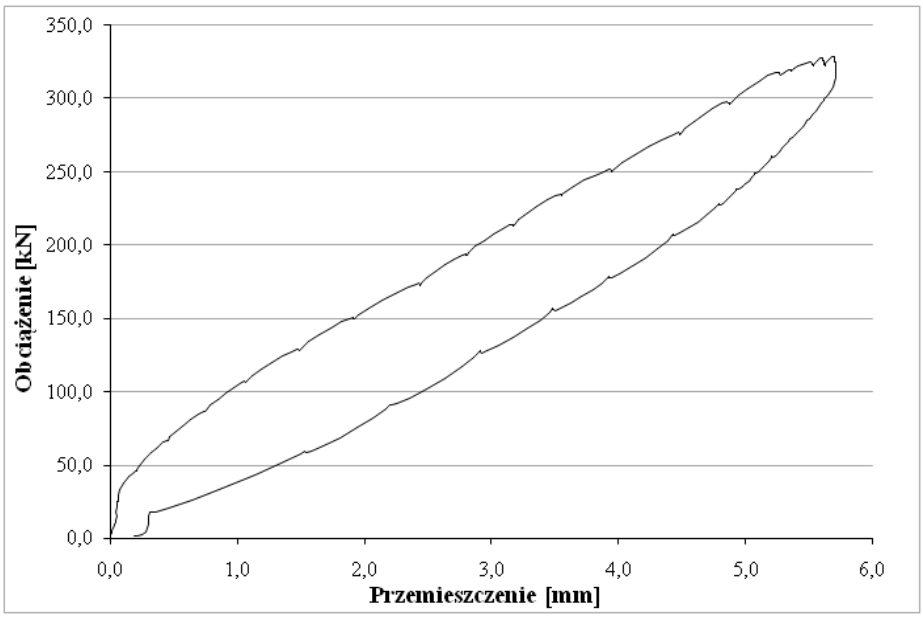
3.2. Główne wyniki badań statycznych

Na rys. 7 i 8 przedstawiono wykresy „obciążenie – przemieszczenie" do poziomu obciążenia obliczeniowego P_d w środku rozpiętości przęseł odpowiednio dla modeli M1 i M2. Wartość obciążenia podana na wykresach jest sumą sił z obu siłowników. Wartości ugięć na długości płyt (w osi podłużnej) dla trzech etapów obciążenia ($0,5P_k$, P_k i P_d) przedstawiają rys. 9 i 10. Wykresy zależności „obciążenie - odkształcenie betonu (rozciąganie)" do poziomu obciążenia charakterystycznego P_k przedstawiono na rys. 11 i 12 odpowiednio dla modeli M1 i M2. Dla modelu M2 wykres przedstawia odkształcenia betonu nad podporą środkową mierzone w środku płyty, natomiast w przypadku płyty M1 przedstawiono odkształcenia betonu w środku rozpiętości przęsła na krawędzi płyty, ze względu na awarie pozostałych czujników odkształceń w tym przekroju. Na rys. 13 i 14 przedstawiono morfologię rozwoju rys dla obu modeli płyt na poziomach obciążenia: $0,5P_k$, P_k i P_d.



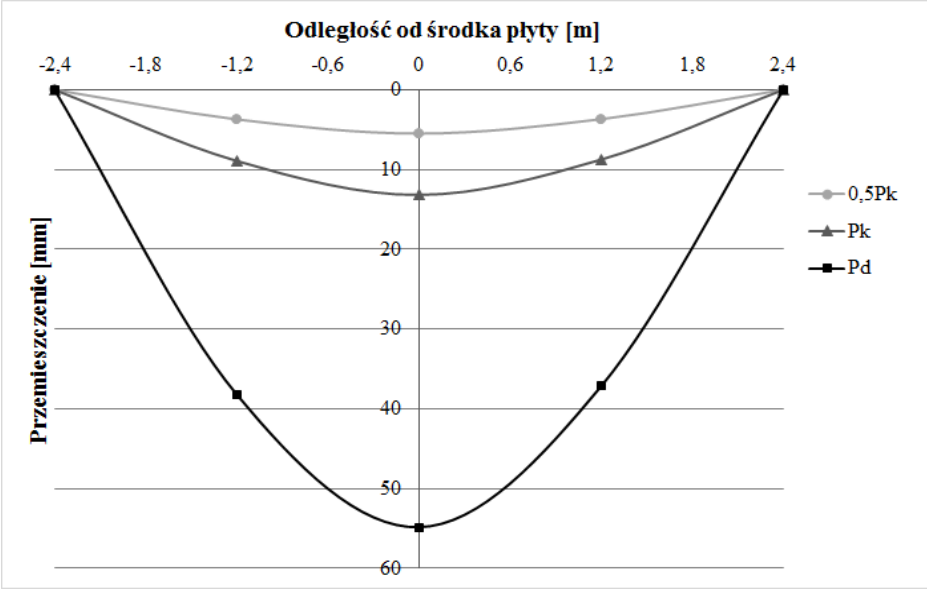
Rys. 7. Przemieszczenie w środku rozpiętości płyty M1 do poziomu obciążenia P_d

Fig. 7. Mid-span displacement for M1slab model to the P_d level



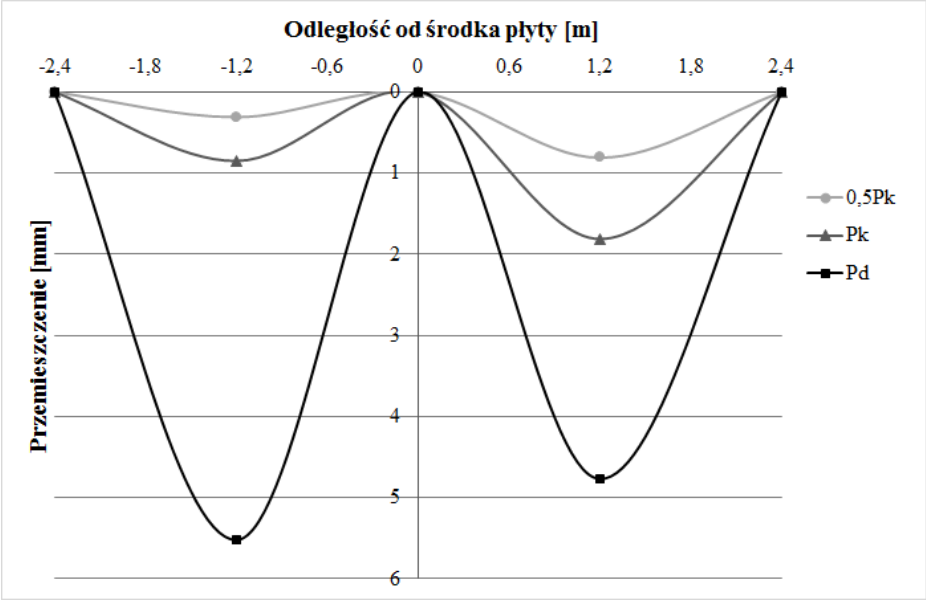
Rys. 8. Przemieszczenia w środku rozpiętości przęsła P2-P3 płyty M2 dla poziomu obciążenia P_d

Fig. 8. Mid-span P2-P3 displacement for M2 slab model to the level P_d



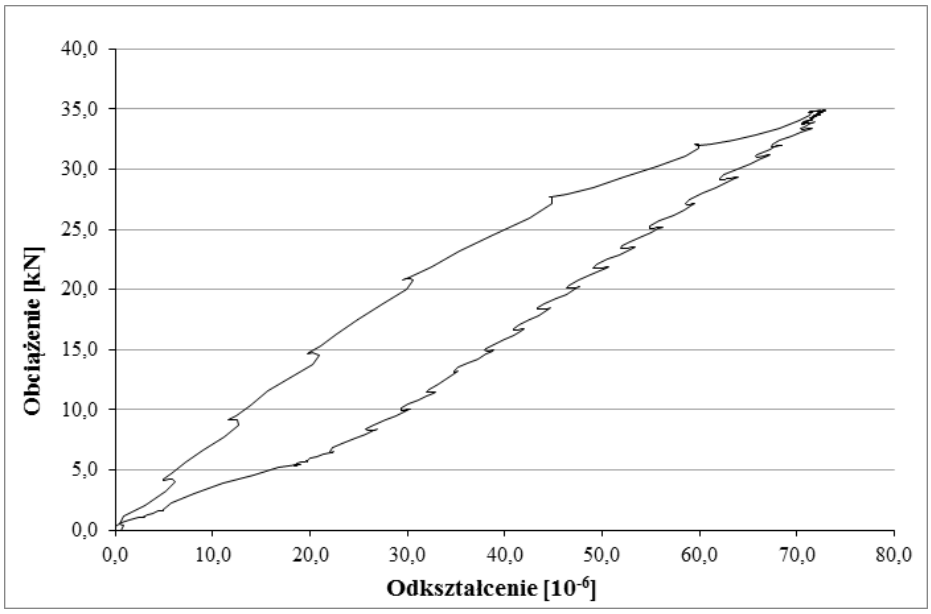
Rys. 9. Porównanie ugięć w środku rozpiętości płyty M1 na trzech poziomach obciążenia

Fig. 9. Comparison of M1 slab model mid-span deflections for three load levels



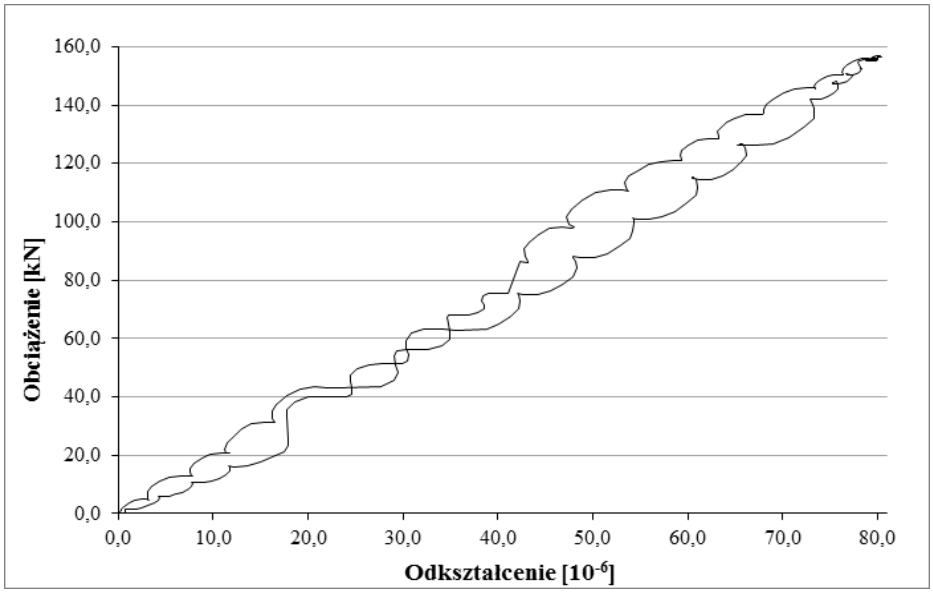
Rys. 10. Porównanie ugięć w środkach rozpiętości przęseł płyty M2 na trzech poziomach obciążenia

Fig. 10. Comparison of M2 slab model mid-span deflections for three load levels



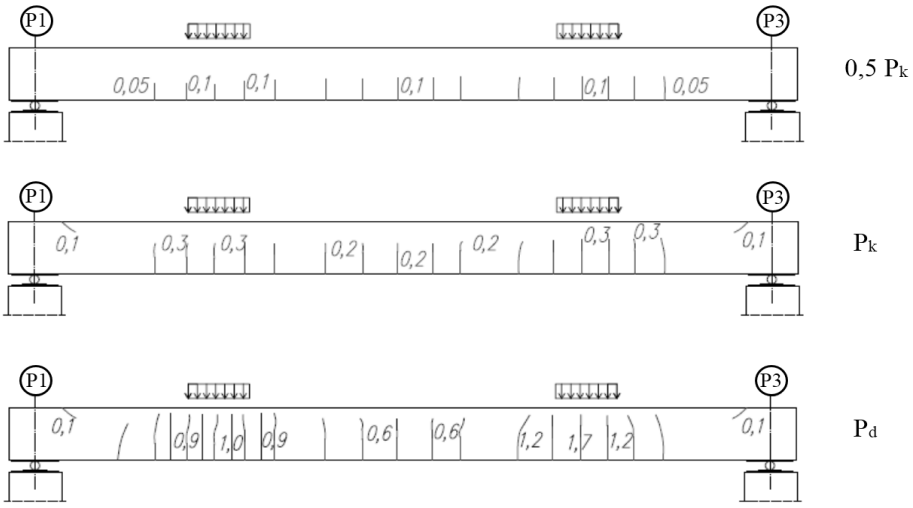
Rys. 11. Odkształcenie betonu (rozciąganie) w środku rozpiętości płyty M1 do poziomu obciążenia P_k

Fig. 11. Mid-span concrete strains (tension) for M1 slab model to the level P_k



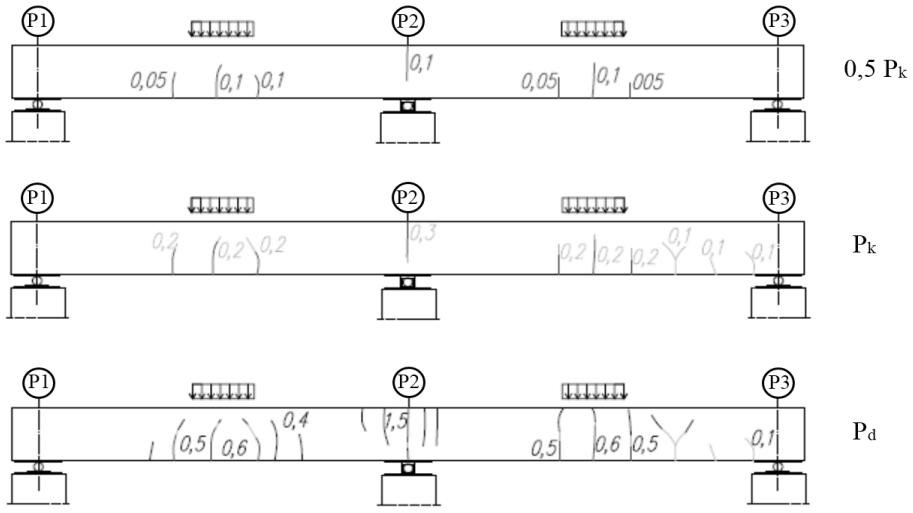
Rys. 12. Odkształcenie betonu (rozciąganie) nad podporą P2 płyty M2 do poziomu obciążenia P_k

Fig. 12. Concrete strains (tension) on support P2 of the M2 slab model to the level P_k



Rys. 13. Morfologia rys dla modelu M1 na trzech poziomach obciążenia

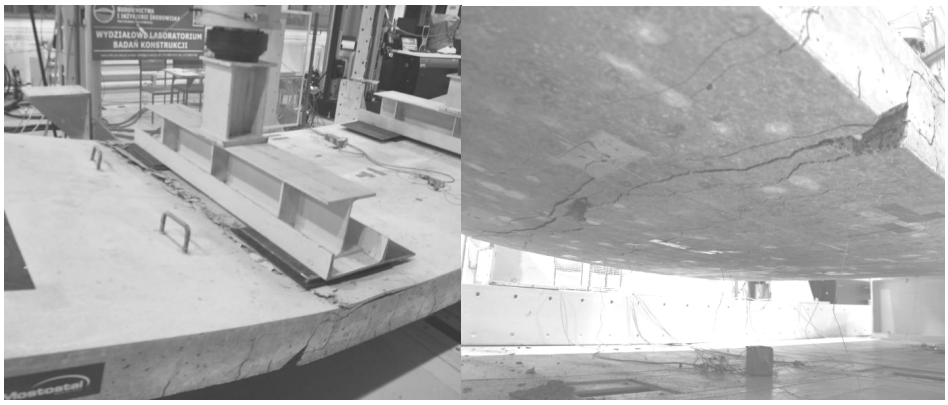
Fig. 13. The crack patterns for M1 slab model for three load levels



Rys. 14. Morfologia rys dla modelu M2 na trzech poziomach obciążenia

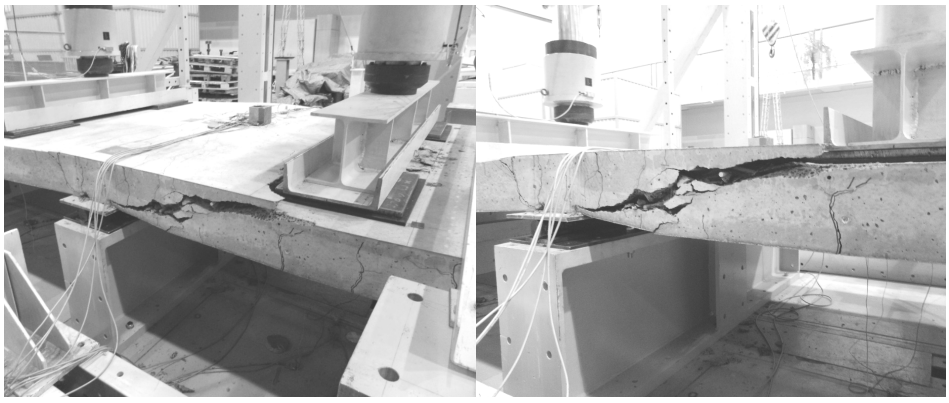
Fig. 14. The crack patterns for M2 slab model for three load levels

Płyta M1 o schemacie jednoprzęsłowym uległa zniszczeniu w wyniku zginania przy sumarycznym obciążeniu z obu siłowników P_{ul}=220 kN (rys. 15). Płyta o schemacie dwuprzęsłowym M2 została zniszczona w wyniku ścinania przy całkowitym obciążeniu P_{ul}=880 kN. Ścięcie betonu nastąpiło w przekroju pod punktem przyłożenia siły i propagowało w kierunku podpory środkowej (rys. 16).



Rys. 15. Zniszczenie płyty M1 w wyniku zginania

Fig. 15. Flexural failure of M1 slab model



Rys. 16. Zniszczenie płyty M2 w wyniku ścięcia betonu

Fig. 16. Shear failure of M2 slab model

3.3. Analiza wyników badań statycznych

Na podstawie uzyskanych wartości obciążenia niszczącego w poszczególnych modelach obciążenia wyznaczono rzeczywiste (eksperymentalne) nośności graniczne. Doświadczalna nośność na zginanie płyty M1 (schemat jednoprzęsłowy) wyniosła 91,0 kNm/m, natomiast nośność na ścinanie płyty M2 wyniosła 148,8 kN/m. W przypadku modelu M2 przy złożeniu sprężystej pracy płyty przy wyznaczeniu sił wewnętrznych, dla obciążenia niszczącego uzyskano nad podporą środkową wartość momentu zginającego wynoszącą 106,2 kNm/m. Pomimo uzyskania większej wartości momentu zginającego niż w przypadku płyty M1 zniszczenie płyty M2 nastąpiło w wyniku ścinania, co wynika z redystrybucji momentu zginającego ze względu

na redukcję sztywności w wyniku zarysowania (w rzeczywistości wartość momentu nad podporą była mniejsza niż wyznaczona przy założeniu sprężystej pracy płyty).

Na podstawie wytycznych [2] wyznaczono wartość nośności nominalnej na zginanie i na ścinanie na 1m szerokości płyty [23]. Porównanie uzyskanych wartości z wynikami badań przedstawiono w tabeli 5.

Tabela 5. Porównanie wyników obliczeń nośności z wynikami badań doświadczalnych

Table 5. Comparison of calculated carrying capacity and experimental data

Rodzaj nośności	**Nośność wg ACI [2]**	**Wyniki badań**	**Porównanie**
	(a)	**(b)**	**(b)/(a)**
Nośność na zginanie [kNm/m]	92,6	91,0 (M1)	0,98
		106,2 (M2)*	1,15
Nośność na ścinanie [kN/m]	55,1	148,8 (M2)*	2,70
* zniszczenie płyty w wyniku ścinania			

Porównując wyniki obliczeń z badaniami doświadczalnymi można stwierdzić bardzo dobrą zgodność między wartościami nośności na zginanie dla modelu M1. Nośność na ścinanie uzyskana na podstawie badania płyty M2 jest ponad dwukrotnie wyższa niż nośność uzyskana na podstawie obliczeń. Problem szacowania nośności na ścinanie elementów betonowych zbrojonych prętami kompozytowymi jest szeroko opisany w literaturze [12], [24]. Przeprowadzone badania wykazały konieczność dalszych prac nad tym zagadnieniem.

Na podstawie wyników badań doświadczalnych wyznaczono globalny zapas bezpieczeństwa w stanach granicznych nośności (SGN), definiowany jako stosunek doświadczalnej nośności na zginanie i ścinanie do projektowanego (docelowego) momentu zginającego w płycie pomostu. Wartości sił wewnętrznych na poszczególnych poziomach obciążenia przedstawiono w tabeli 6. Wartość tak definiowanego współczynnika bezpieczeństwa płyty pomostu wyniosła powyżej 4,0 co daje satysfakcjonujący wynik w aspekcie bezpieczeństwa obiektu mostowego.

Tabela 6. Porównanie charakterystycznego i granicznego (doświadczalnego) momentu zginającego w SGN

Table 6. Comparison of characteristic and ultimate (experimental) bending moments for ULS

Poziom obciążenia	**Schemat M1**	**Schemat M2**	
		Przęsło	**Podpora środkowa**
	M [kNm/m]		
P_k	22,8	12,2	21,2
P_{ul}	91,0	64,0	106,2
P_{ul} / P_k	4,0	5,25	5,0

Analogiczną ocenę płyty pomostu wykonano dla stanu granicznego użytkowalności (SGU). W tym celu porównano wartości maksymalnych ugięć, odkształceń (rozciąganie) i rozwartości rys z przyjętymi wartościami dopuszczalnymi (tabela 7). Za dopuszczalne ugięcie płyt przyjęto warunek $l_t/250$ zgodnie z normą [20]. Za dopuszczalną wartość odkształceń rozciągających w betonie przyjęto wartość odpowiadającą 5% kwantylowi wytrzymałości betonu na rozciąganie. Dopuszczalna wartość rozwartości rys została przyjęta według wytycznych [2] .

Na podstawie porównania wartości doświadczalnych dla poziomu obciążenia P_k z przyjętymi wartościami granicznymi stwierdzono spełnienie warunków stanów granicznych użytkowalności w zakresie ugięć i rozwartości rys. W przypadku odkształceń betonu uzyskane w badaniach doświadczalnych wartości są zbliżone lub przekraczają wartości dopuszczalne. Wynika to z przyjęcia wartości doświadczalnych dla punktów pomiarowych przy krawędzi płyty.

Tabela 7. Porównanie wartości doświadczalnych z wartościami dopuszczalnymi w SGU

Table 7. Comparison of experimental and allowable values for SLS

	Płyta M1			**Płyta M2**		
	Ugięcie [mm]	**Odkształcenia (rozciąganie) [10^{-6}]**	**Rozwartość rysy [mm]**	**Ugięcie [mm]**	**Odkształcenia (rozciąganie) [10^{-6}]**	**Rozwartość rysy [mm]**
Wartość dla obciążenia P_k (a)	13,4	65,64	0,3	1,8	81,62	0,3
Wartość dopuszczalna (b)	19,2	66,4	0,7	9,6	66,4	0,7
Porównanie (a)/(b)	70 %	99 %	43 %	19 %	123%	43 %

4. Badania zmęczeniowe

4.1. Metodologia badań zmęczeniowych

Obciążenie zmęczeniowe zostało przeprowadzone na modelu badawczym M3 w schemacie dwuprzęsłowym (2 × 2,40 m). Podczas badań przykładane obciążenie wywoływało w płycie moment zginający równy momentowi od przejazdu pojazdu normowego FLM1 z obciążeniem 210 kN na pojedynczą

oś wg [19]. Schemat obciążenia modelem FLM1 odpowiadał sposobowi przykładania obciążenia LM1 (rys. 6).

Poszczególne cykle obciążenia modelu M3 opisano w tabeli 8. Po czterech cyklach statycznych na poziomie $0{,}5P_k$ i P_k przystąpiono do badań zmęczeniowych i obciążono model M3 siłami o zakresie zmienności ΔF = 200,0 kN (2 × 100,0 kN), przy wartościach F_{max} = 222,2 kN (2 × 111,1 kN) oraz F_{min} = 22,2 kN (2 × 11,1 kN). Obciążenie cykliczne było przykładane z częstotliwością 2 Hz (do 500 tys. cykli) i 1,5 Hz (do zniszczenia) oraz przy stałej opisującej niesymetryczność cyklu R = 0,1. Liczba, rodzaj oraz rozmieszczenie czujników przemieszczeń i odkształceń w modelu M3 podczas badań zmęczeniowych była identyczna jak w modelu M2.

Tabela 8. Etapy oraz wartości obciążenia modelu M3 podczas badania zmęczeniowego

Table 8. The loading steps of the M3 slab model during fatigue test

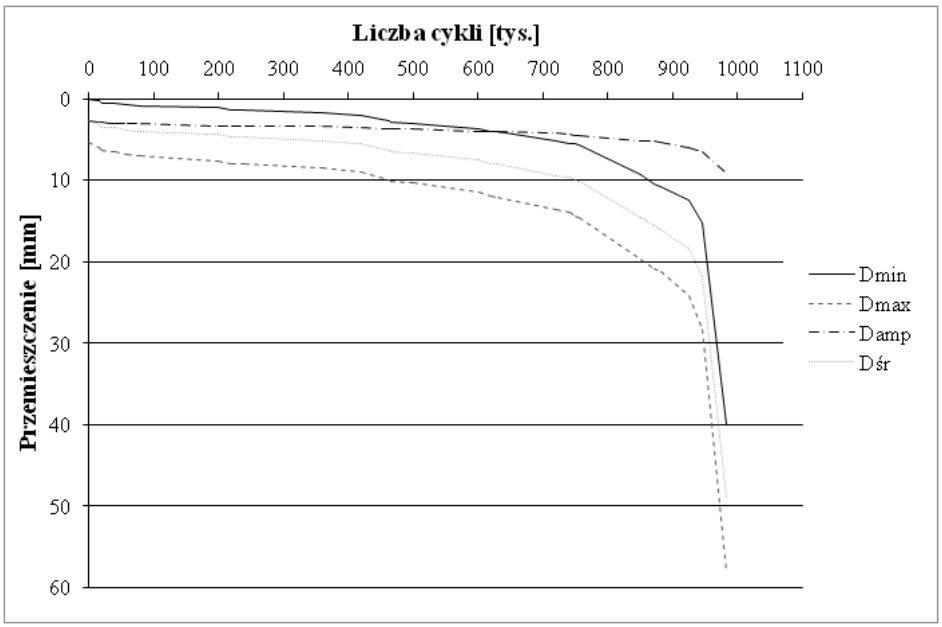
Etap	**Wartość obciążenia [kN]**	**Liczba cykli**	**Układ obciążenia**	**Wartości obciążenia**
1	77,8 (2 × 38,90)	1	FLM1 (LM1)	50% charakterystycznego momentu zginającego ($0{,}5\ P_k$)
2	155,5 (2 × 77,80)	3		charakterystyczny moment zginający (P_k)
3	ΔF = 200,0 (2 × 100,00)	500 tys.		obciążenie pojazdem zmęczeniowym FLM1 (P_{FLM1})
4	155,5 (2 × 77,80)	3		charakterystyczny moment zginający (P_k)
5	ΔF = 200,0 (2 × 100,00)	481,5 tys.		obciążenie pojazdem zmęczeniowym FLM1 (P_{FLM1})
6	420 (2 × 210,00)	1		wyczerpanie nośności zmęczeniowej

4.2. Główne wyniki badań zmęczeniowych

Główną ocenę globalnego zachowania modelu M3 pod obciążeniem zmęczeniowym wykonano na podstawie zmian przemieszczeń w czasie oraz stopnia rozwoju zarysowania płyty. Zmiany przemieszczeń w środku rozpiętości przęseł płyty oceniano na podstawie wartości przemieszczeń tłoka siłownika (D). Na rys. 17 przedstawiono porównanie wartości maksymalnego przemieszczenia tłoka siłowników (D_{max}), minimalnego przemieszczenia tłoka

(D_{min}), wartość średnią ($D_{śr}$) oraz amplitudę przemieszczeń (D_{amp}) dla przęsła P1-P2 modelu M3. Przemieszczenie D_{max} odpowiada maksymalnej sile obciążenia zmęczeniowego F_{max} = 111,1 kN, a przemieszczenie D_{min} - minimalnej wartości siły F_{min} = 11,1 kN. W tabeli 9 przedstawiono ilościowo propagację rys w kolejnych cyklach obciążenia zmęczeniowego.

Po 980,5 tys. cyklach obciążenia odnotowano znaczny wzrost amplitudy przemieszczeń tłoka siłowników (rys. 17). Średnia wartość przemieszczenia tłoka siłownika w przęśle P2-P3 wyniosła 16 mm, a w przęśle P1-P2 aż 50 mm. Ze względu na tak duże wartości przemieszczeń oraz znaczną różnicę średnich przemieszczeń pomiędzy przęsłami (34 mm), jak również na podstawie oględzin zarysowania modelu M3 stwierdzono zniszczenie zmęczeniowe płyty pomostu. Główną przyczyną nagłych i znaczących przyrostów przemieszczeń była utrata przyczepności prętów kompozytowych do betonu (rys. 18). Zjawisko to można uznać zatem za przyczyną zniszczenia zmęczeniowego płyty i utraty jej nośności.



Rys. 17. Globalne zachowanie się modelu M3 podczas badania zmęczeniowego, przęsło P1-P2

Fig. 17. The global behavior of the M3 slab model during fatigue test, span P1-P2

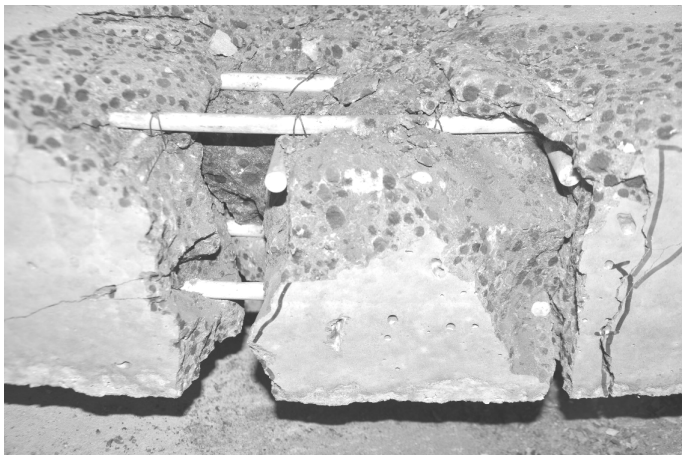
Tabela 9. Propagacja rozwartości rys w kolejnych cyklach obciążenia zmęczeniowego
Table 9. Propagation of cracks width in fatigue load test

Liczba cykli [tys.]	Wartość graniczna [mm] (a)	Szerokość rozwarcia rysy [mm]					
		Przęsło P1-P2		Podpora środkowa P2		Przęsło P2-P3	
		Pomiar (b)	(b/a) [%]	Pomiar (c)	(c/a) [%]	Pomiar (d)	(d/a) [%]
1	0,7	0,2	28,6	0,5	71,4	0,2	28,6
8	0,7	0,6	85,7	0,9	128,6	0,6	85,7
20	0,7	0,7	100,0	1,4	200,0	0,8	114,3
40	0,7	0,9	128,6	1,6	228,6	1,0	142,9
220	0,7	1,1	157,1	1,7	242,9	1,0	142,9
480	0,7	1,7	242,9	2,0	285,7	1,2	171,4



Rys. 18. Postać zniszczenia płyty w wyniku zmęczenia
Fig. 18. Slab failure pattern after the fatigue test

Ocena przyczepności do betonu prętów kompozytowych GFRP została przeprowadzona na podstawie oględzin odcinka pręta kompozytowego na długości równej ok. 10d (rys. 19). Na tej podstawie stwierdzono, że pręty kompozytowe GFRP utraciły przyczepność do betonu.

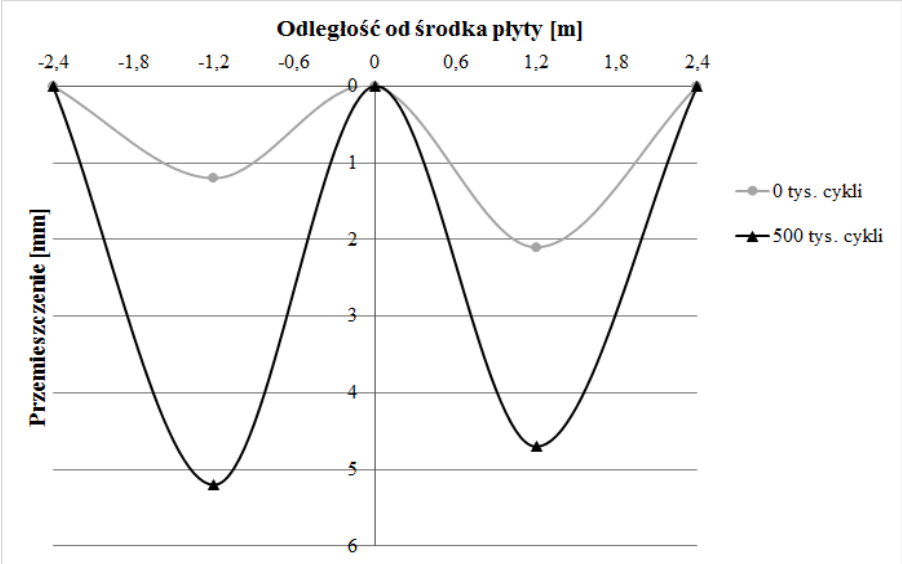


Rys. 19. Kontrola przyczepności prętów po lokalnym usunięciu betonu

Fig. 19. Rebars bond control after local concrete removing

4.3. Analiza wyników badań zmęczeniowych

Uzyskana w badaniach trwałość zmęczeniowa wynosiła 980,5 tys. cykli obciążenia odpowiadającego normowemu modelowi pojazdu FML1 [19].



Rys. 20. Globalna utrata sztywności płyty pod wpływem 500 tys. cykli obciążenia zmęczeniowego FML1

Fig. 20. The global loss of slab stiffness after 500,000 cycles of FML1 fatigue loading

Utrata nośności zmęczeniowej nastąpiła na skutek gwałtownej utraty sztywności płyty, spowodowanej utrata przyczepności prętów GFRP do betonu. Pręty nie uległy jednak zniszczeniu. Uzyskanej wartości nie można porównać do wymagań normowych, gdyż wytyczne ACI [2] nie zawierają żadnych informacji na temat analizy zmęczeniowej płyt pomostu zbrojonych prętami kompozytowymi GFRP. Analizę wyników badań zmęczeniowych przeprowadzono również w oparciu o utratę sztywności modelu M3 na poziomie obciążenia P_k wywołującego w płycie pomostu wartość charakterystyczną momentu zginającego. Porównano sztywność modelu płyty pomostu przed rozpoczęciem obciążenia zmęczeniowego oraz po 500 tys. cykli obciążeniem zmęczeniowym (rys. 20). Stwierdzono ok. 4,3-krotny spadek sztywności modelu M3 w przęśle P1-P2 oraz 2,8-krotny w przęśle P2-P3.

5. Podsumowanie

W pracy opisano badania mające na celu określenie zachowania się płyt pomostu z betonu lekkiego zbrojonego prętami kompozytowymi GFRP pod obciążeniem statycznym i zmęczeniowym. Badania przeprowadzono na trzech modelach badawczych, odpowiadających geometrycznie płytom stosowanym w rzeczywistych obiektach mostowych. Przeprowadzone badania wykazały, że prototypowe panele pomostowe charakteryzują się dużą nośnością, trwałością zmęczeniową oraz zachowują się sprężyście aż do zniszczenia, które ma charakter pseudo-sprężysty.

Analiza wyników badań statycznych wykazała wystarczającą nośność i sztywność badanych płyt pomostu do zastosowań w obiektach mostowych. Ponadto analiza porównawcza nośności uzyskanych doświadczalnie z wartościami obliczonymi według wytycznych ACI [2] wykazała bardzo dobrą zgodność w zakresie nośności na zginanie oraz nieadekwatność tej normy w zakresie szacowania nośności na ścinanie. Głównym powodem wydaje się fakt, że wytyczne [2] nie uwzględniają w procedurze obliczeniowej zastosowania betonu lekkiego.

Badania zmęczeniowe nie potwierdziły nieograniczonej (2 mln cykli) nośności zmęczeniowej płyty pomostu. Na podstawie badań zmęczeniowych wyznaczono niszczącą liczbę cykli, która wyniosła 980,5 tys. przy wartości obciążeniu 210 kN na oś wg modelu FLM1 [19]. Utrata nośności zmęczeniowej nastąpiła na skutek gwałtownej utraty sztywności płyty, spowodowanej utrata przyczepności prętów GFRP do betonu. W rzeczywistości jednak obciążenie eksploatacyjne płyty pomostu (np. przy założeniu nośności mostu 40 t według normy [16]) będzie znacząco mniejsze, dlatego wynik badań zmęczeniowych przyjęto za zadowalający. Wytyczne ACI [2] nie przewidują sprawdzania nośności zmęczeniowej betonowych płyt pomostu zbrojonych prętami kompozytowymi FRP.

Na podstawie badań statycznych i zmęczeniowych stwierdzono, że modele płyt miały wystarczającą sztywność oraz nośność doraźną i zmęczeniową. Modele płyt spełniły stawiane przed nimi warunki zarówno w stanie granicznym nośności jak i użytkowalności. Uzyskane wyniki świadczą o poprawności przyjętego rozwiązania konstrukcyjnego, materiałowego oraz technologicznego. Problemem wymagającym dalszych badań jest zwiększenie przyczepności prętów GFRP do betonu. Można to uzyskać stosując użebrowane pręty kompozytowe, które są już dostępne na polskim rynku (np. www.comrebars.pl). Konieczne wydaje się przeprowadzenie badań płyt na ścinanie w celu ustalenia procedur obliczeniowych pod kątem zastosowania betonu lekkiego. Zaleca się także przeprowadzenie badań zmęczeniowych dla większej liczby modeli płyt pomostu zbrojonych prętami GFRP w celu wyznaczenia pełnej krzywej Wöhlera, niezbędnej do projektowania takich pomostów.

Badania zostały zrealizowane w ramach Przedsięwzięcia Pilotażowego „Wsparcie badań naukowych i prac rozwojowych w skali demonstracyjnej - DEMONSTRATOR+”, projekt pn.: „COM - BRIDGE – Innowacyjny most drogowy z kompozytów FRP” (umowa nr UOD-DEM-1-041-/001), współfinansowanego przez Narodowe Centrum Badań i Rozwoju.

Literatura

[1] Abdul Salam B.: Behaviour of shear critical FRP reinforced concrete one-way slabs, Doctoral Thesis, Universite de Sherbrooke, Quebec, Canada, 2014.

[2] ACI 440.1R-06. Guide for Design and Construction of Structure Concrete Reinforced with FRP Bars.

[3] Alsharif F.: Structural behavior of lightweight concrete bridge deck slabs reinforced with basalt FRP bars, Master of Science Thesis, University of Illinois at Chicago, 2014.

[4] Benmokrane B., El-Salakawy E., El.,-Ragaby A., Lacky T.: Design and Testing of Concrete Bridge Decks Reinforced with Glass FRP Bars, Journal of Bridge Engineering, vol. 11, no. 2, 2006, pp. 217-229.

[5] Benmokrane B., El-Salakawy E., El-Ragaby A., El-Gamal S.: Performance evaluation of innovative concrete bridge deck slabs reinforced with fibre-reinforced-polymer bars, Canadian Journal of Civil Engineering, vol. 34, no 3, 2007, pp. 298-310.

[6] El-Ragaby A., El-Salakawy E., Benmokrane B.: Fatigue analysis of concrete bridge deck slabs reinforced with E-glass/vinyl ester FRP reinforcing bars, Composites Part B: Engineering, vol.38, no.5–6, 2007, pp. 703-711.

[7] El-Ragaby, A., El-Salakawy, E.F., Benmokrane, B.: Experimental Investigation on the Fatigue Behaviour of GFRP Reinforced Concrete Bridge Deck Slabs, Proceedings of the 1st International Structural Specialty Conference, CSCE Annual Conference, Calgary, Alberta, Canada, May 23-26, 2006 Paper ST-126, CD-Rom: pp. 1-10.

[8] El-Salakawy E., Benmokrane B., El-Ragaby A., Nadeau D.: Field investigation on the first bridge deck slab reinforced with glass FRP bars constructed in Canada, ASCE Journal of Composites in Construction, vol.9, no.6, 2005, pp.470-479.

[9] Hassan T., Rizkalla S., Abdelrahman A., Tadros G.: Design recommendations for bridge deck slabs reinforced by fiber reinforcement polymers. Proceedings of 4th International Symposium on Fiber Reinforced Polymers Reinforcement for Concrete Structures, FRPRC-4 ACI-SP-188, Baltimore, 1999, pp. 313-324.

[10] Holden K., Pantelides C., Reaveley L.: Bridge constructed with GFRP-reinforced precast concrete deck panels: case study, Journal of Bridge Engineering, vol.19, no.5, 2014.

[11] Japan Concrete Institute.: Non-metallic (FRP) reinforcement for concrete structures, Proceedings of 3rd International Symposium (FRP RCS-3), Sapporo, Japan, vol. 1, 1997.

[12] Liu R., Pantelides C.P.: Shear strength of GFRP reinforced precast lightweight concrete panels, Construction and Building Materials, vol. 48, no.11, 2013, pp. 51-58.

[13] Mahroug M. E. M., Ashour A. F., Lam D.: Experimental response and code modelling of continuous concrete slabs reinforced with BFRP bars, Composite Structures, vol.107, 2014, pp.664–674.

[14] Nanni A., Faza S.: Designing and constructing with FRP bars: An emerging technology, ACI Concrete International, vol. 24, no. 11, 2002, pp. 53-58.

[15] Pantelides C. P., Liu R., Reaveley L. D.: Lightweight concrete precast bridge deck panels reinforced with glass fiber-reinforced polymer bars, ACI Structural Journal, vol.109, no.6, 2012, pp. 879-888.

[16] PN-85/S-10030. Obiekty mostowe. Obciążenia. Warszawa, 1985.

[17] PN-EN 1254 – Część 1:2001. Badania betonu w konstrukcjach – Odwierty rdzeniowe. Wycinanie, ocena i badania wytrzymałości na ściskanie.

[18] PN-EN 13791:2008. Ocena wytrzymałości betonu na ściskanie w konstrukcjach i prefabrykowanych wyrobach betonowych.

[19] PN-EN 1991-2:2005. Oddziaływania na konstrukcję .Obciążenia ruchome mostów.

[20] PN-EN 1992-1-1:2008. Eurokod 2. Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków

[21] Rizklla S., Tadros G.: First smart bridge in Canada. ACI Concrete International, vol. 16, no. 6, 1998, pp. 42-44.

[22] Saadatmanesh H, Ehsni M. R.: International conference on composites of infrastructure. Proceedings of ICCI, Tucson, Arizona, 1996.

[23] Wiater A., Rajchel M., Siwowski T.: Analiza obliczeniowa płyt pomostowych z betonu lekkiego zbrojonego prętami GFRP w świetle badań doświadczalnych, Inżynieria i Budownictwo, 2016 (w druku).

[24] Yost J.R., Uzman Z., Gross S. G., Iglesias J.: Shear strength of continuous GFRP reinforced concrete beams subjected to uniform load, Proceedings of the 7th International Conference on FRP Composites in Civil Engineering (CICE). International Institute for FRP in Construction, 2014.

[25] Yost, J. R., Dinehart D. W., Gross S. P., Reilly P.: Fatigue Evaluation of a GFRP Reinforced Bridge Deck., Structure magazine, February 2014, pp 10-12.

RESEARCH ON DECK SLABS MADE OF LIGHTWEIGHT CONCRETE AND REINFORCED WITH GFRP BARS

S u m m a r y

The bridge concrete deck slabs have got the least durability among bridge structural elements. One of the way of the durability enhancement is the use of non-metallic rebars with excellent corrosion resistance, high strength and low self-weight. The research recently conducted in Canada, USA and Japan both in laboratory and under traffic have revealed the concrete bridge deck slabs with GFRP rebars have had good structural behavior and much higher durability. The main goal of the paper is the presentation of research works on static and fatigue behavior of three concrete slab models with GFRP rebars. The carrying capacity of the slabs as well as fatigue durability have been checked during experimental tests. To reduce the self-weight of the slabs the structural lightweight concrete has been used. Experimental results have been compared to code-checking calculations, showing main discrepancies. However the research clearly revealed, that bridge deck slabs made of LC concrete and GFRP rebars could be viable alternative for conventional concrete decks with steel rebars.

Keywords: bridge deck slab, GFRP rebars, lightweight concrete, structural testing, fatigue testing,

Przesłano do redakcji:30.09.2015
Przyjęto do druku:10.01.2016

DOI: 10.7862/rb.2015.211

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (4/15), październik-grudzień 2015, s. 493-504

Krzysztof WILK[1]

WSTĘPNE ROZPOZNANIE GEOTECHNICZNE TERENÓW DOLIN RZECZNYCH POCHODZENIA ALUWIALNEGO POPRZEZ ZASTOSOWANIE ZDJĘĆ LOTNICZYCH I SATELITARNYCH

Planowanie inwestycji budowlanych wymaga przeprowadzenia, często wnikliwych i wielokryterialnych analiz ich racjonalności. Jednym z czynników mających wpływ na ograniczenie kosztów przedsięwzięcia jest odpowiednie rozpoznanie geotechniczne. Dokładna analiza warunków gruntowych wymaga przeprowadzenia czasochłonnych i kosztownych badań. Często jednak już na wstępnym etapie planowania można wskazać zagrożenia mogące występować w podłożu. Pomocna może być w tym analiza zdjęć lotniczych i satelitarnych. W pracy przedstawione zostały możliwości wykorzystania takich zdjęć i opartej na nich ortofotomapy do analizy geotechnicznej aluwialnych dolin rzecznych. Dzięki obecnie powszechnemu dostępowi elektronicznemu do wspomnianych materiałów ich wykorzystanie jest tym bardziej racjonalne. Tradycyjne mapy topograficzne nie są w stanie odwzorować wielu szczegółów morfologii terenu, przydatnych do wnioskowania o budowie podłoża gruntowego. W pracy opisano podstawowe procesy fluwialne kształtujące podłoże w dolinach rzecznych i jego krótką charakterystykę. Analizę morfologii terenu teras zalewowych, pod kątem opisu warunków geotechnicznych, przedstawiono na przykładzie wybranych fragmentów doliny rzeki Wisłoka.

Słowa kluczowe: ortofotomapa, zdjęcia lotnicze i satelitarne, doliny rzeczne, rozpoznanie geotechniczne

1. Wprowadzenie

Planowanie inwestycji powinno być oparte na optymalizacji uwzględniającej osiągnięcie maksymalnych korzyści przy zminimalizowaniu jej kosztów. Za korzyści należy uznać uzyskanie jak najlepszych właściwości użytkowych, również walorów estetycznych, a także zastosowanie materiałów o wysokiej jakości oraz zapewnienie odpowiedniej trwałości obiektu. Osiągnięcie wspo-

[1] Krzysztof Wilk, Politechnika Rzeszowska im. Ignacego Łukasiewicza, Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury, ul. Poznańska 2, 35-959 Rzeszów, tel. 17 865 10 06, kwilk@prz.edu.pl.

mnianych korzyści wiąże się z poniesieniem adekwatnych nakładów. Zastosowanie przez Inwestora tańszych rozwiązań przeważnie tożsame będzie z rezygnacją z pewnych, założonych do osiągnięcia parametrów. W praktyce jednak zdarzają się sytuacje, gdzie zmniejszenie kosztów nie będzie wiązać się z ograniczeniami jakościowymi i funkcjonalnymi. Ich redukcja wymaga dokładnej analizy pod kątem znalezienia rozwiązań zbędnych lub przesadzonych pod względem uzyskanych korzyści.

Jedną z przyczyn zwiększających wydatki inwestycyjne mogą być drogie rozwiązania fundamentowania budowli. Oczywiście muszą one zapewniać bezpieczeństwo obiektom, być adekwatne do wielkości obciążeń przekazywanych na podłoże, a przede wszystkim być dopasowane do warunków geotechnicznych w miejscu lokalizacji inwestycji.

Planowanie przedsięwzięcia budowlanego wynika z reguły z zapotrzebowania na konkretną infrastrukturę. W związku z tym, podczas jego umiejscawiania, warunki geotechniczne nie są przeważnie dominującym kryterium wyboru lokalizacji. Oczywiście, świadome planowanie inwestycji w trudnych warunkach gruntowych musi wynikać z jej nadzwyczajnego znaczenia. Niemniej jednak wstępny etap planowania uwzględnia czynniki społeczne, geograficzne, morfologiczne, komunikacyjne itp. Budowa podłoża gruntowego często analizowana jest dopiero po wykonaniu pierwszych opracowań geotechnicznych, a więc po (przynajmniej wstępnym) przyjęciu usytuowania obiektów. Niestety nie zawsze pomocne są w tym mapy geologiczne z uwagi na małą skalę, a tym samym niską dokładność.

Tymczasem niejednokrotnie analiza morfologii terenu opisanej za pomocą map topograficznych może dostarczyć wielu dodatkowych informacji odnośnie spodziewanych warunków gruntowych. Często jeszcze więcej wiedzy można uzyskać studiując zdjęcia lotnicze, satelitarne lub opartą na nich ortofotomapę. Dają one możliwość wnioskowania o zagrożeniach geotechnicznych z bardzo dużą dokładnością. W wielu przypadkach niewielkie przesunięcie w terenie obiektów planowanej inwestycji może dać znaczące oszczędności. Wykluczenie obszarów o potencjalnie niepewnej budowie podłoża, pozwala uniknąć zbędnych kosztów nawet samego rozpoznania geotechnicznego w nieodpowiednich miejscach. Ukształtowanie terenu zobrazowane na mapach topograficznych nie zawsze odzwierciedla możliwe trudności fundamentowania obiektów na danym terenie.

W niniejszej pracy przedstawione zostaną możliwości wykorzystania zdjęć lotniczych, satelitarnych i ortofotomapy w analizie przydatności terenów dolin rzecznych do celów budowlanych. Analizy dotyczyć będą perspektyw optymalizacji lokalizowania obiektów pod kątem ograniczenia kosztów fundamentowania. W analizach pominięto zagrożenie powodziowe, które jest oczywiste na terasach zalewowych i powinno być przedmiotem odrębnego rozpoznania. Ryzyko powodzi jest uzależnione od wysokościowego położenia terenu oraz technicznych zabezpieczeń przed zalewaniem podczas wezbrań rzeki.

2. Geotechniczne problemy występujące w dolinach rzecznych

2.1. Procesy kształtujące doliny rzeczne

Jednymi z głównych zjawisk egzogenicznych kształtujących powierzchnię Ziemi są procesy fluwialne, związane z działalnością rzek [1, 12]. W bardzo dużym uproszczeniu polegają one na erodowaniu materiału skalnego (również rozdrobnionego i wcześniej zdeponowanego) z dna i brzegów, jego transporcie, a następnie osadzeniu wskutek utraty zdolności przemieszczania przez płynącą wodę.

Z biegiem rzeki zmienia się intensywność i charakter różnego rodzaju procesów fluwialnych. W górnych odcinkach cieków wodnych, z uwagi na znaczne spadki i duże prędkości przepływu, dominują procesy erozyjne, a wymiary cząstek dezintegrowanego i wleczonego materiału są znaczne. Z biegiem rzek przeważnie zmniejsza się gradient, a tym samym prędkość wody w ciekach. Ogranicza to ich zdolności transportowe, a tym samym powoduje wzrost znaczenia sedymentacji materiału skalnego. Na odcinku końcowym rzek ma miejsce niemal wyłącznie deponowanie materiału, a erozja obejmuje przeważnie tylko warstwy akumulacyjne. Dla natężenia poszczególnych procesów fluwialnych ma znaczenie nie tylko spadek dna i prędkość przepływu wody, ale również jej objętość [1]. Podczas wezbrań pobudzane są procesy erozyjne, natomiast w okresie suszy zwiększa się deponowanie materiału. Zdolność transportowa cieków wodnych zależy od prędkości oraz objętości przepływu, stąd granulacja osadzanego materiału maleje wraz z nurtem rzeki.

Zmniejszenie prędkości przepływu sprzyja meandrowaniu rzek i powstawaniu zakoli, które rozwijają się, a następnie, najczęściej podczas wezbrań ulegają odcięciu tworząc starorzecza [11, 12]. Prędkość wody przy zewnętrznym brzegu meandra jest większa, zatem zwiększa się erozja boczna tej strony koryta. Tymczasem po stronie wewnętrznej, gdzie prędkość przepływu jest znacznie mniejsza odbywa się deponowanie materiału.

Rzeki w swych dolinach tworzą terasy zalewowe o charakterze erozyjnym lub akumulacyjnym (najczęściej jest to połączenie obu wymienionych form). Terasy natury erozyjnej powstają w wyniku erodowania zboczy podczas wezbrań. Erodowany materiał jest wymywany i transportowany w niższe partie cieku. Terasy akumulacyjne powstają w wyniku sedymentacji materiału na brzegach w czasie powodzi, czyli występowania rzek z koryt. Zaznaczyć należy, że bardzo często na terasach zalewowych widoczna jest zarówno działalność erozyjna, jak i akumulacyjna. Analizy terenów dolin rzecznych pod kątem morfogenezy ich powierzchni za pomocą zdjęć satelitarnych były już przedmiotem dociekań naukowych [4].

Zamieszczony powyżej opis zjawisk fluwialnych jest bardzo uproszczony i często wyidealizowany. Trzeba mieć świadomość, iż o ich rzeczywistym charakterze oraz intensywności na poszczególnych odcinkach cieków decyduje

szereg naturalnych czynników miejscowych, losowych. Opis i określenie faktycznego wpływu przedmiotowych czynników często są bardzo trudne, o ile w ogóle możliwe. Decydują o tym procesy naturalne, nie spotkamy się zatem nigdy z dwoma rzekami, dolinami o takiej samej morfologii.

2.2. Geotechniczna budowa podłoża w dolinach rzek

Podłoże w obrębie teras wykształconych jedynie w wyniku procesów erozyjnych zbudowane może być z gruntów o zróżnicowanej genezie geologicznej. Będą to grunty powstałe jako rezultaty zjawisk zachodzących przed powstaniem cieków lub ich ekspansją. Niejednokrotnie może być to podłoże o znaczącym stopniu prekonsolidowania. Jako, że grunty na terasach natury erozyjnej powstały w wyniku innych procesów niż fluwialne, nie będą poddane dalszej analizie.

Na terasach o charakterze akumulacyjnym podłoże gruntowe jest zbudowane z materiału deponowanego, przetransportowanego z góry rzeki. Będzie to zatem niejednorodny grunt o składzie mineralogicznym adekwatnym do gruntów budujących doliny cieku powyżej analizowanego przekroju. Z uwagi na zmienną siłę wezbrań często osadzany materiał będzie posiadał warstwową budowę, z wyraźnym pionowym rozsegregowaniem wymiarowym ziaren i cząstek gruntu.

W materiale akumulacyjnym należy uwzględnić pewną zawartość części organicznych pochodzących z dwojakiego źródła: przywleczonych przez nurt rzeki, bądź wegetujących w danej lokalizacji i obumarłych wskutek pokrycia sedymentem [14].

Zwiększonej zawartości części organicznych należy spodziewać się w miejscu zastoisk powstałych w odciętych meandrach rzek. Jest to efektem stopniowego zarastania tych zbiorników wodnych. Podobnie lokalizację gruntów o podwyższonej zawartości części organicznych można przewidywać po wewnętrznej stronie zakoli rzecznych, również starorzeczy.

Podsumowując obszary dolin rzecznych posiadają bardzo złożoną budowę geotechniczną. Wyraża się to zarówno zmiennością lokalną gruntów spowodowaną różnymi warunkami deponowania materiału, jak i zmiennością w obrębie pojedynczych profili [14]. Przyczyną tego stanu rzeczy jest między innymi zróżnicowana siła wezbrań. Co więcej niskie wartości parametrów geotechnicznych to nie jedyny problem takich terenów. Często zauważalna jest również ich miejscowa niestabilność związana ze zmianami zawilgocenia. Wahania wilgotności gruntu powiązane są w tym przypadku z wezbraniami cieków podczas intensywnych opadów oraz obniżaniem poziomu wody w okresach suchych [8, 9]. Filtracja wód gruntowych jaka ma miejsce w podłożu powstałym w wyniku akumulacyjnej działalności rzek jest bardzo złożona i nie zawsze będzie rzetelnie odzwierciedlana przez tradycyjny parametr, jakim jest współczynnik filtracji [15].

3. Zastosowanie ortofotomapy we wstępnej analizie geotechnicznej podłoża w dolinach rzecznych

3.1. Zdjęcia lotnicze i satelitarne

Przed laty dostępność do materiałów fotograficznych wykonywanych z dużych wysokości z samolotów lub satelity była mocno utrudniona, zarówno ze względu na ówczesne możliwości techniczne, jak i z uwagi na pojmowane wówczas bezpieczeństwo kraju. Obecnie taki dostęp można powiedzieć, że jest powszechny, dzięki między innymi takim portalom jak: www.google/maps/, www.satelitarnamapapolski.pl, www.geoportal.gov.pl. Co więcej zakres udostępnianych informacji ciągle się zwiększa, tak samo rośnie dokładność odwzorowań powierzchni Ziemi.

Zdjęcia lotnicze i satelitarne są doskonałym narzędziem analizy powierzchni terenu. Po ich odpowiedniej rektyfikacji i przetworzeniu nawiązującym do stosownego układu odniesienia (układu współrzędnych) tworzą one ortofotomapę, na podstawie której możemy dosyć precyzyjnie określić położenie różnych obiektów [3]. Tym samym możliwe jest ustalenie lokalizacji pewnych form geomorfologicznych, które mogą być interesujące podczas analizy ortofotomapy pod kątem minionych i obecnych zjawisk geologicznych kształtujących podłoże gruntowe [2].

Ten aspekt zastosowania zdjęć terenu wykonywanych z samolotu, bądź z satelity zostanie przedstawiony dalej w odniesieniu do dolin rzecznych o charakterze akumulacyjnym. Przykładowe rozważania dotyczyć będą wybranych fragmentów doliny rzeki Wisłoka. Oparte zostały na ortofotomapie i mapach topograficznych udostępnionych w serwisie internetowym Głównego Urzędu Geodezji i Kartografii www.geoportal.gov.pl oraz portalach powiatowych.

Podczas dedukcji na temat budowy podłoża, bardzo pomocna może okazać się analiza szaty roślinnej na danym obszarze [10]. Niestety w przypadku nizinnych dolin rzecznych jest ona przeważnie bardzo uboga. Są to tereny, gdzie gleby są żyzne, a przez to w maksymalnym stopniu wykorzystywane rolniczo. Łąki, tak jak to ma miejsce również na obszarach o innej budowie geologicznej i innej morfologii, przeważnie świadczą o znacznym zawilgoceniu i najczęściej obniżeniu terenu.

3.2. Przykłady analiz doliny rzeki Wisłoka

Rzeka Wisłoka jest prawobrzeżnym dopływem górnej Wisły. Wypływając z Beskidu Niskiego w Karpatach kieruje się na północ (kierunek południkowy) i przepływając Kotliną Sandomierską przez Zapadlisko Przedkarpackie [13] wpada do największej polskiej rzeki. Bieg dolny Wisłoki (doliną o charakterze akumulacyjnym) rozpoczyna się w okolicach miasta Jasło.

W dalszej części pracy zaprezentowane zostały zdjęcia ortofotomapy przedstawiające różnorodność form pozostawionych przez dawne koryta rzeki (rys. 1a., rys. 2a., rys. 3a.). Ich rozlokowanie powierzchniowe powinno nasuwać szereg wniosków odnośnie jakości podłoża gruntowego i zagrożeń geotechnicznych na analizowanym terenie. Celem porównania zamieszczone zostały również zdjęcia map topograficznych takich samych obszarów (rys. 1b., rys. 2b., rys. 3b.). Dokładność i zakres zawartych na mapach informacji nie jest w stanie dorównać możliwościom, jakie daje interpretacja materiałów opartych na zdjęciach lotniczych i satelitarnych.

Na ortofotomapie widać, że większość starorzeczy akcentuje sposób użytkowania terenu, w tym kształt działek. Nie jest to jednak regułą. Analizując zdjęcia należy zwrócić uwagę także na różnice kolorystyczne na powierzchniach terenu użytkowanych w taki sam sposób. Sugerują one dodatkowe, nie wydzielone obszary osłabienia podłoża, które posługując się innymi rodzajami map byłoby trudno zlokalizować.

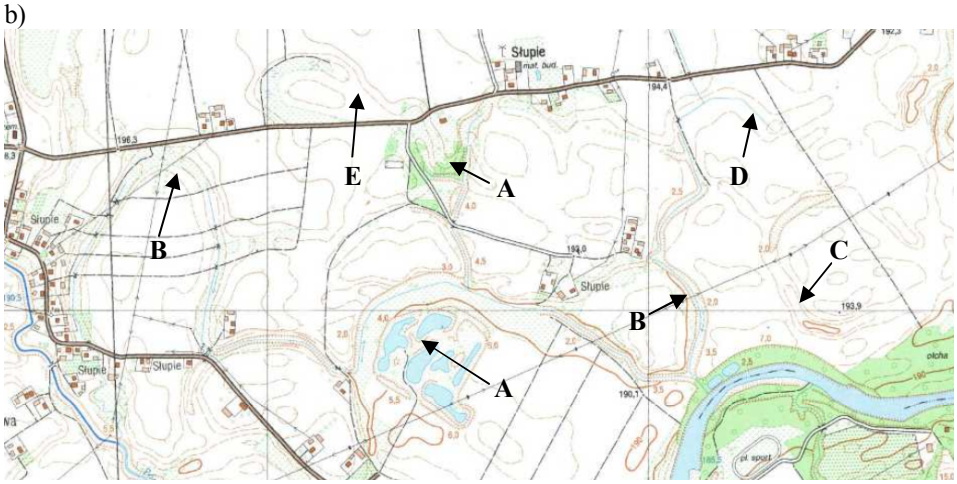
W odniesieniu do starorzeczy, na zamieszczonych poniżej przykładowych zdjęciach (rys. 1., rys. 2., rys. 3.) zauważyć można m.in.:

- wyraźne znaczne obniżenia terenu widoczne zarówno na ortofotomapie, jak i na mapie topograficznej, często są to zbiorniki wodne lub zakola porośnięte roślinnością bagienną, drzewami, zalegające w nich części organiczne będą miały niski stopień rozkładu, z tego powodu nie zostały one zagospodarowane przez człowieka – na rysunkach opisane symbolem A,
- znaczne obniżenia terenu (ortofotomapa i mapa topograficzna), których ukształtowanie powoduje podział areału z uwagi na sposób wykorzystania – symbol B,
- duże obniżenia terenu wykazane na ortofotomapie i na mapie topograficznej, które nie decydowały o zmianie użytkowania powierzchni terenu – oznaczone symbolem C,
- starorzecza widoczne na ortofotomapie, lecz niezauważalne lub trudne do dostrzeżenia na mapie topograficznej, o małym zróżnicowaniu wysokościowym, przez co mogą zostać rozpoznane wyłącznie ze względu na różnice w intensywności wzrostu roślinności i zawilgocenia – na rysunkach opisane symbolem D,
- lokalizacje przypuszczalnych, lecz niewidocznych na zdjęciach lotniczych tras meandrów rzecznych, najczęściej na przedłużeniach ramion obserwowanych starorzeczy – symbol E.

a)



b)

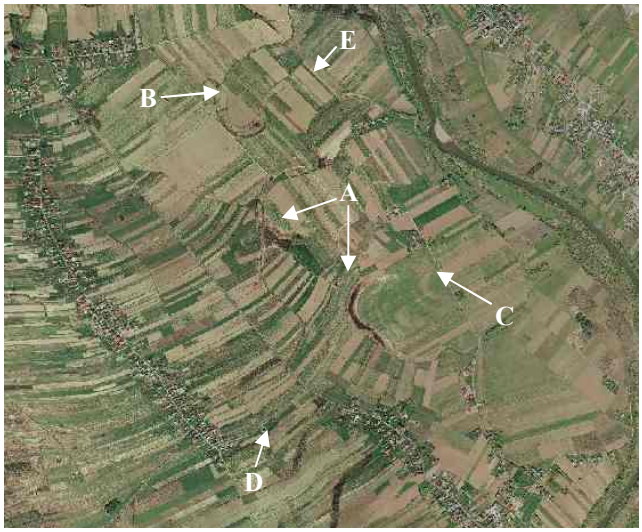


Rys. 1. Dolina rzeki Wisłoka w rejonie miejscowości Chotowa: a) ortofotomapa (skala 1:20 000) [5]; b) mapa topograficzna (skala 1:20 000) [6].

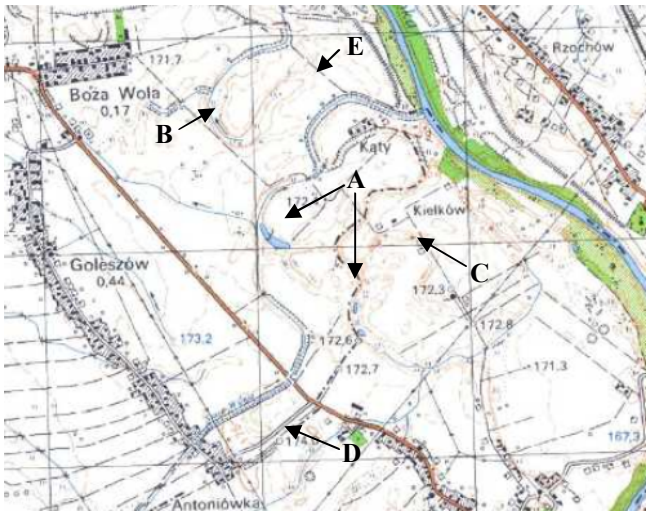
Fig. 1. Valley of Wisloka river near Chotowa: a) orthophotomap (scale 1:20 000) [5]; b) topographic map (scale 1:20 000) [6].

Rozpoznanie różnych, opisanych wcześniej typów obszarów w obrębie dolin rzecznych, zróżnicowanych morfologiczne i geologiczne jest o wiele łatwiejsze na zdjęciach satelitarnych niż przy pomocy map topograficznych.

a)



b)



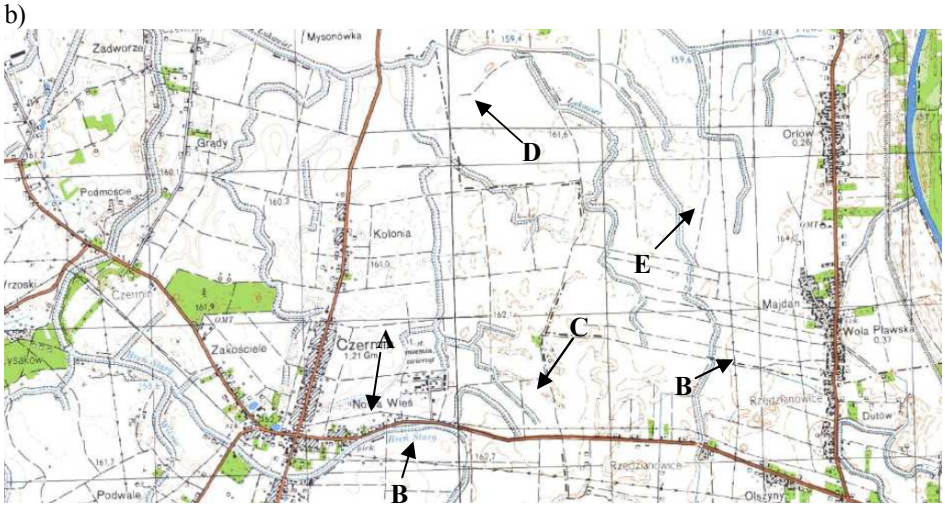
Rys. 2. Dolina rzeki Wisłoka w rejonie miejscowości Goleszów i Kiełków: a) ortofotomapa (skala 1:40 000) [7]; b) mapa topograficzna (skala 1:40 000) [6].

Fig. 2. Valley of Wisloka river near Goleszow and Kielkow: a) orthophotomap (scale 1:40 000) [7]; b) topographic map (scale 1:40 000) [6].

a)



b)



Rys. 3. Dolina rzeki Wisłoka w rejonie miejscowości Czermin i Wola Pławska: a) ortofotomapa (skala 1:50 000) [7]; b) mapa topograficzna (skala 1:50 000) [6].

Fig. 3. Valley of Wisloka river near Czermin i Wola Plawska: a) orthophotomap (scale 1:50 000) [7]; b) topographic map (scale 1:50 000) [6].

Na rysunku 3. obszar oraz gęstość różnorodnych form pochodzenia fluwialnego jest wydatnie większa niż obserwowana na rysunku 1. i rysunku 2. Jest to spowodowane niewielką odległością (około 7 km) od znacznie większej rzeki Wisły, w której ma swoje ujście Wisłoka. Tym samym częstość i intensywność stanów powodziowych na przedmiotowej terasie zalewowej jest istotnie większa niż pozostałych przypadkach.

4. Podsumowanie

Należy stwierdzić, że analiza zdjęć lotniczych może być doskonałym narzędziem do wstępnego ustalenia lokalizacji przyszłych obiektów budowlanych na terenach teras zalewowych. Jest to sposób pozwalający na oszczędność czasu i środków związanych z przeprowadzeniem badań geotechnicznych, a także niejednokrotnie w dalszej kolejności również funduszy finansujących realizację inwestycji, szczególnie w odniesieniu do rozwiązań fundamentowych.

Oczywiście analiza ortofotomapy nie da odpowiedzi na temat ilościowych wartości parametrów gruntu (nawet szacunkowych), ale może pozwolić uniknąć terenów, gdzie zdeponowane zostały grunty słabonośne, przede wszystkim zawierające znaczącą ilość części organicznych. Sposób powstawania podłoża na obszarach dolin rzecznych to osadzanie materiału przemieszczanego przez wartki nurt rzeki, jego powolna sedymentacja w strefach o niższej prędkości wody, ewentualnie zarastanie, a następnie rozkład części organicznych w zbiornikach odciętych meandrów. Wiedza o charakterze rozwoju cieków wodnych i ich dolin pozwala na przybliżone określenie rodzaju gruntów zalegających w danej lokalizacji, ich możliwej granulacji oraz zagęszczeniu (porowatości).

Interpretacja fotografii wykonanych z powietrza daje przede wszystkim pewien pogląd na temat niejednorodności w budowie podłoża, która często będzie bardziej niebezpieczna dla posadowienia obiektów budowlanych, niż niskie wartości parametrów wytrzymałościowych i odkształceniowych. Tym samym można zauważyć konieczność zmiany sposobu fundamentowania poszczególnych części budynków (zwłaszcza wielkopowierzchniowych), a nawet określić miejsca zastosowania dylatacji.

Przegląd zdjęć lotniczych na etapie planowania inwestycji, może pozwolić również na przybliżone oszacowanie kosztu rozwiązań posadowienia. Gdy wartość robót fundamentowych będzie znacząca, może to mieć wpływ na nakłady dla całego planowanego zamierzenia.

Możliwość obserwacji i jednoczesnej analizy dużej powierzchni terenu daje szansę dostrzeżenia wielu dodatkowych, a niekiedy nawet dominujących, czynników warunkujących jakość podłoża. Okoliczności te podczas lustracji małego obszaru (np. ortofotomapy o dużej skali) lub przeprowadzania wizji terenowej pozostają ukryte.

Wstępny wybór umiejscowienia obiektów na podstawie zdjęć lotniczych musi zostać potwierdzony wizją lokalną, a dalej badaniami geotechnicznymi: wstępnymi i zasadniczymi.

Literatura

[1] Bajkiewicz-Grabowska E., Mikulski Z.: Hydrologia ogólna, Wydawnictwa Naukowe PWN, Warszawa 2013.

[2] Ciołkosz A., Miszalski J., Olędzki J.R.: Interpretacja zdjęć lotniczych, Państwowe Wydawnictwo Naukowe, Warszawa 1978.

[3] Dorozhynskyy O., Tukaj R.: Fotogrametria, Wydawnictwo Politechniki Lwowskiej, Lwów – Kraków 2009.

[4] Falkowski T., Ostrowski P.: Morfogeneza powierzchni tarasu zalewowego Wisły w okolicach Magnuszewa w obrazie zdjęć satelitarnych i lotniczych, Infrastruktura i Ekologia Terenów Wiejskich, Nr 9/2010, Polska Akademia Nauk Oddział w Krakowie, 2010, s. 89-100.

[5] http://debica.geoportal2.pl/map/www/mapa.php?CFGF=wms&mylayers=+granice+OSM+ (dostęp: 04 listopada 2015)

[6] http://mapy.geoportal.gov.pl/imap/?gpmap=gp0&actions=acShowWgButtonPanel_kraj_ORTO (dostęp: 04 listopada 2015)

[7] http://mielec.geoportal2.pl/map/www/mapa.php?CFGF=wms&mylayers=+granice+OSM+ (dostęp: 04 listopada 2015)

[8] Jaremski J., Wilk K.: Analiza wpływu zmian zawilgocenia gruntów madowych wywołanych stanami powodziowymi na parametry geotechniczne, Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, nr 208, Budownictwo i Inżynieria Środowiska, z. 36, Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, 2004, s. 47-53.

[9] Jaremski J., Wilk K.: Wpływ zmian parametrów geotechnicznych wywołanych stanami powodziowymi na obiekty budowlane, XII Ogólnopolska Szkoła Gospodarki Wodnej „Ochrona przeciwpowodziowa w społeczeństwie informacyjnym", Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej, Warszawa 2002, s. 17-21.

[10] Jeż J.: Biogeotechnika, Wydawnictwo Politechniki Poznańskiej, Poznań 2008.

[11] Migoń P.: Geomorfologia, Wydawnictwa Naukowe PWN, Warszawa 2013.

[12] Mizerski W.: Geologia dynamiczna, Wydawnictwa Naukowe PWN, Warszawa 2015.

[13] Mizerski W.: Geologia Polski, Wydawnictwa Naukowe PWN, Warszawa 2014.

[14] Myślińska W.: Grunty organiczne i laboratoryjne metody ich badania, Wydawnictwa Naukowe PWN, Warszawa 2001.

[15] Wilk K.: Badanie wodoprzepuszczalności gruntów spoistych akumulacji rzecznej, Inżynieria Morska i Geotechnika, Nr 1/2007, IMOGEOR Sp. z o.o., 2007, s.32-36.

PRELIMINARY GEOTECHNICAL RECOGNITION OF THE RIVER VALLEY AREAS OF ALLUVIAL ORIGIN BY APPLICATION THE AERIAL AND SATELLITE PHOTOS

S u m m a r y

The planning of civil investments often requires insightful and multi-criteria analyzes of their rationality. Appropriate geotechnical recognition is one of the factors influencing the cost of the project. A thorough analysis of ground conditions requires a time-consuming and expensive procedure. However, often we identify hazards that can occur in the substrate at early stage of planning. The analysis of aerial and satellite photos may be helpful in this problem. The paper presents the possibilities of using such photos and orthophotomap based on them for preliminary geotechnical analysis of alluvial river valleys. Their use is more commonly through the currently public electronic access to these materials. Traditional topographic maps are not able to reproduce many of the details of the terrain morphology that are useful to interferences for the ground conditions. This paper described the basic fluvial actions shaping the substrate in river valleys and its brief characteristics. Analysis of the morphology of the terrain floodplain terrace, for description of geotechnical conditions, has been exhibited on examples of selected parts of the Wisloka river valley.

Keywords: orthophotomap, aerial and satellite photos, river valleys, geotechnical recognition

Przesłano do redakcji:30.05.2015
Przyjęto do druku:10.01.2016

DOI: 10.7862/rb.2015.212

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (4/15), październik-grudzień 2015, s. 505-518

Ireneusz WYCZAŁEK[1]
Efthymios TSANTOPOULOS[2]

INVESTIGATIONS OVER USING MIRRORS AND PRISMS IN GEODETIC MONITORING OF BUILDING STRUCTURES

The paper describes research works over displacement monitoring system based on distance measurements, which could allow the determination of movements of inaccessible points located on the building structure. Due to the dispersion of tested points over large object as well as to existing difficulties with visibility a method has been elaborated that gives access to points via additional optical elements – flat mirrors and/or rectangular prisms. In order to protect against external influences the reflecting area of the mirror and back wall of the prism were Al+SiO_2-coated.

Two optical devices for laser measurements have been planned and purchased for tests. They have been installed in two-hinge brackets to be able to turn laser beam toward the prism mounted at measured place. Flexible research stand was mounted and two tests were performed for the distance up to almost 30 m: a 100-fold and 10-fold with varying distances. Analysis of the results showed that the designed set of devices allows the cyclic displacement measurement of multiple points located within 50 m from the instrument with an accuracy not worse than ±1 mm.

It has been concluded that proposed approach based on distance measurements can be expanded by angles what should give the opportunity to determine three components of the displacement of test points. It is planned to focus further works on the use of the set: robotic total station + mirrors + reflective targets and control its stability in spatial displacement surveys to inaccessible points located on engineering structures or buildings.

Keywords: Structural Monitoring, Total Station, indirect measurement

[1] Author for correspondence: Ireneusz Wyczałek, Politechnika Poznańska, Instytut Inżynierii Lądowej, 60-965 Poznań, ul. Piotrowo 5, phone 4861 6652 420, e-mail: ireneusz.wyczalek @put.poznan.pl.

[2] Efthymios Tsantopoulos, Erasmus Student at PUT, University of Patras, School of Engineering, University Campus, 26504 Patras, Greece, telefon 00306947862552, e-mail: civ7000@upnet.gr.

1. Introduction

Geodetic survey of displacements of building structures is one of the most popular ways to monitor the geometric state of studied objects because of its high quality confirmed by laboratory tests and various practical applications. Its advantage is the relatively high precision and repeatability of the results. The highest accuracy of ±0.1-0.2 mm can be obtained in vertical displacement surveys by precise geometric leveling. However this method is often being hampered by the lack of accessibility of controlled points by the staff, and sometimes also due overrides or collisions with other objects or parts of the construction. The trigonometric method is then being used. Its advantage is to measure the displacements in both vertical and horizontal directions, as well as to extend this measurement (from one station) to greater number of points.

Generally, the value of vertical displacement is calculated on the base of angular-linear surveys, but – in some unfavorable cases – they may be limited only to distances or only angles. In the past, measurements were limited only to the angles, which was much more accurate than distances [6], but currently linear measurements are comparable in precision and can be taken into account together with angles. This is confirmed by the results of laboratory tests of Total Station Leica 1200 series made by Kirschner and Stempfhuber [3], as well as practical tests of Wojcik et al. [7] concerning surveys of bridges deflections using Leica TPS1203. The results obtained by these authors characterized accuracy (RMSE) of better than 1 mm at 20 m. Similar results were reported by Mazalová et al. [4] and Odziemczyk [5], while on the base on their tests Cosser et al. [1] noticed that TS Leica TCA2003 can be used for bridge monitoring for distances up to 200 m with accuracy of several millimeters.

Measurement of displacements of bridges, roofs or tunnels is being usually made for the distance of several tens of meters, for instance 50, what for angular measurements should guarantee $\mathbf{RMSE} \leq \pm \mathbf{0,5\ mm}$ using 2″-theodolite. The same object can be measured using reflectorless EDM, like Leica Disto, with accuracy of $\pm \mathbf{2\ mm}$ but the target place has to be flat and clean. First tests on such surveys were successfully applied by Bryś and Woźniak (not published) to measure the deflections of the roof girders using Leica Disto. But their solution needs using many EDMs installed in all surveyed locations and to have clear access to the targeting place. When measure distances with motorized TS to precise reflectors it is possible to reach much higher accuracy compared to the method that the reflectors are pointed by the surveyor. This approach gives the advantages of having repeatedly measurements with highest possible accuracy.

If points of interest are not directly visible it is possible to measure through reflections in mirrors. Such idea was the basis for photogrammetric measure-

ment of displacements of the model of cylindrical tank described in doctor dissertation of Wyczałek [8]. The idea was continued by Janusz J. [2] in his investigations on using mirrors in displacement surveys.

Within studies described here we decided to develop ways to measure distances with changing the direction of the laser beam by mirrors on its way to assess the real possibilities and precision of displacement survey made with the use of Total Station Leica 1201+. Two variants of optical mediums had been considered – mirrors and orthogonal prisms – and they were used in a variety of configurations that might be a response to various types of obstacles. The scope of performed tests have been described starting from the formulation of expected parameters of optical elements through design of measuring network, preparing components of the system, testing it and calculation of displacements. Obtained results fully confirmed, and even exceeded, expectations regarding the precision of such solution. The findings indicated the possibility of its application and announced further work on adding angular observations to measure displacements within proposed approach.

2. The design of the measurement set and its configuration

2.1. The principle of measurement displacements using EDM

Linear measurement of displacements is reasonable in cases where other methods may not be used, for example due to the difficult accessibility to test sites of the structure. In principle it is possible to measure distances in reflectorless mode as is proposed by Bryś and Woźniak, but far more accurate and safe is targeting to the retroreflective prisms. Accurate due to technological reasons of rangefinders, safe, because the return prism is a clear target, specialized for such purposes.

The survey of displacements by EDM is possible when adequate direction of observation is ensured. Thus, the measurement of (vertical) deflection of roof or bridge can be made only when rangefinder is vertically oriented (center line in the Figure 1).

Combined measurement of lengths and angles gives the opportunity to correct the distance, according to known geometric rule. Another problem is the measurement to the prism observed at certain angle, but in the case of displacement surveys initial calibration of the system can be made, and with small movements of the target the observation angle remains essentially unchanged.

Another problem is the visibility of targets on the ceiling or bridge beam. The following describes a solution that enables visibility of the beam on the basis of reflections in mirrors or prisms.

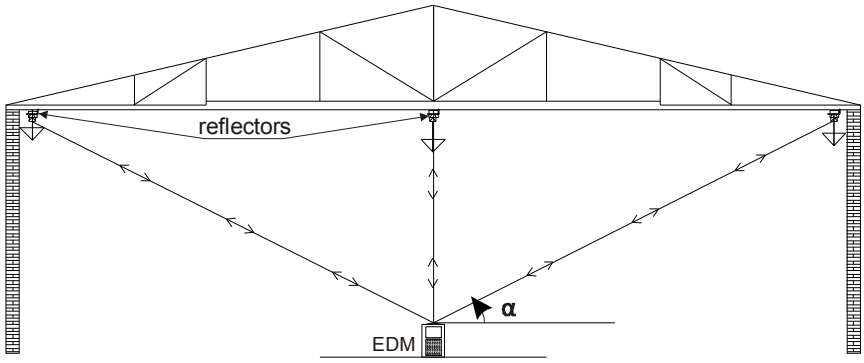


Fig. 1. Configuration of displacement survey of the roof using EDM. Only vertical direction (center line) does not need to measure vertical angles (α)

Rys. 1. Sposób pomiaru przemieszczeń dachu za pomocą dalmierza. Tylko kierunek pionowy (linia pośrodku) nie wymaga pomiaru kątów pionowych (α)

2.2. Using a mirror or prism to measure the vertical displacements

A mirror reflects optical rays in accordance with the known physical principle. To be able to measure joists, the mirror should be mounted in a position which gives the ability to turn the rays toward the target. This can be the place on a pole or pillar supporting the ceiling beams or joists (Fig. 2 on the left). Another solution could be the installation of a rectangular prism on the pole, but in this case the prism would have to be located at the same level as telescope or rangefinder (right site of Fig. 2). Both cases appear to be correct and both are subject of our investigations. It seems, however that it can be easier to make measures with network consisting mirrors.

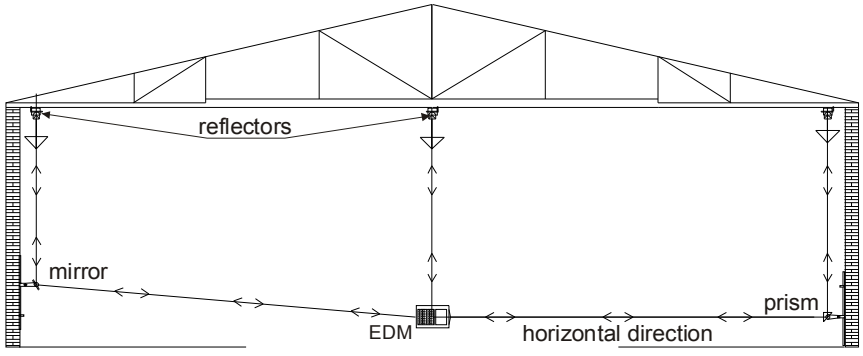


Fig. 2. Considered possibilities of using mirror (left) or prism (right) for measuring displacement using EDM, in comparison with direct measurement (vertical line in the center)

Rys. 2. Rozpatrywane możliwości użycia lustra (po lewej) lub pryzmatu (po prawej) do pomiaru przemieszczenia przy użyciu dalmierza, w porównaniu do pomiaru bezpośredniego (pośrodku)

2.3. Further possibilities of solving measurement network

Survey network that covers changes in the direction of observation can take more complicated forms, including reflections in several mirrors or prisms. Figure 3 shows the planned solution to measure the deflection of ceiling beams of the warehouse from one station of instrument, where not all places of interest are visible directly. In this case, it seems to be necessary to turn the line of sight in horizontal as well as vertical directions. Of course, it is possible to plan more reflections, depending on the situation and the possibilities of the object space.

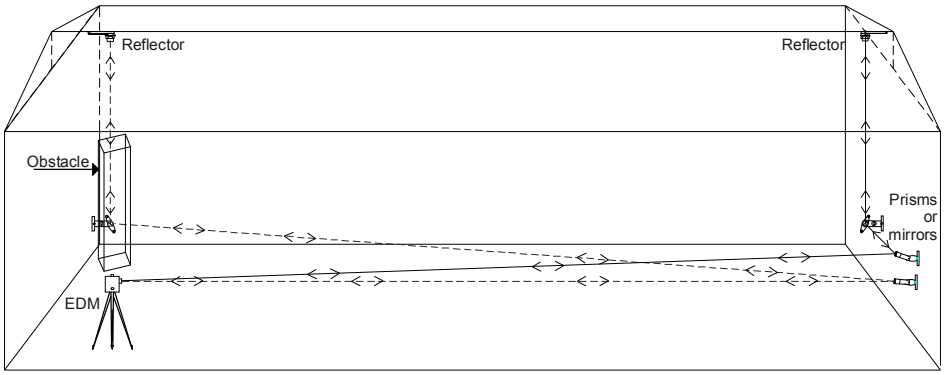


Fig. 3. Expected solution of the net for monitoring the roof from one station of EDM/TS

Rys. 3. Przewidywane rozwiązanie sieci pomiarowej do monitoringu dachu z jednego stanowiska dalmierza/tachimetru

2.4. Design and selection of optical components

It is extremely important that the optical elements do not cause unplanned disturbances in the course of rays. As for the distance, this might not be significant risk to loss the accuracy, but the correctness of reflections should be the basis for operations of such solutions. Moreover, perturbations of the reflections (absorption, scattering of the light) depend on the wavelength. In the case of the use of ′geodetic′ rangefinders, it is the best when mirror elements are optimized for the lengths of 600-700 nm. While the passage through the glass (prism) should not cause additional distortions. The best in this regard seem to be elements of laser optics. They are made of a transparent fabric and are coated with an emulsion selected according to the predetermined wavelength.

For our purposes we selected elements made of UVFS (UV Grade Fused Silica) and coated by thin layer of Al. UVFS is synthetic amorphous silicon dioxide (SiO_2) of extremely high purity. It combines a very low thermal expansion coefficient with good optical qualities and excellent transmittance. Transmission and homogeneity exceed those of crystalline quartz without the prob-

lems of orientation and temperature instability inherent in the crystalline form. Fused silica can be used for both transmissive and reflective optics, especially where high laser damage threshold is required. For our purpose the optics were optimized to the wavelength of 660 nm. Two types of optics have been used:

- Metallic Coated Round Optics (MCRO) – rings of diameter 25 mm Al-coated at front side and protected by SiO_2,
- Right-Angle Prisms (RAP) with long side Al coated – prisms of 25x25x25 mm with back wall being reflective.

All optical elements were protected by plastic casings and mounted on rotating handles in two-axes (see Fig. 4). This way it was possible to install mirrors/prisms on walls or – as it was used by us – on mounting rails (Al profiles). They provide attachment of the element at desired height and turning it in any direction.

2.5. Analysis of the accuracy of the measurement set with reflections

It is assumed that displacement measurements with the use of mirrors or prisms should be made to reflectors (IR mode). This ensures not only the highest precision of distance measurements, but also enables the automation of measurement and supports targeting (by the use of locking mode). The standard precision of rangefinders being in use in monitoring is ±1 mm + 1ppm. The accuracy for a short distance measurement has slight value of ppm component, however it can be further burdened by calibration errors of rangefinder and reflector, as well as handling errors and the influence of the environment. These errors can be significantly minimized. There remains another factor affecting the distance measurements – targeting to the reflector at an angle other than 90°.

Stempfhuber and Kirschner [3] have shown that a set TS Leica 1200 plus 360°-prism provides accuracy up to 1,5 mm in the plane and 2 mm vertically. Although it is repeatable and by measurements from fixed station errors should also be much decreased. In the case of removal and resetting the instrument by successive series of measurement there is still the matter of repeatability of centering. Ideally, such measurements should be carried out from fixed positions, or distances have to be measured to fixed points of reference. Such control survey is always beneficial, in this case the error of displacement is a function of two distances at beginning state and two for the current, what gives:

$$m_{\Delta D} = m_D\sqrt{2+2} = 2 \cdot m_D = \pm 2 \ [mm] \tag{1}$$

Non-parallelism of viewing direction to the vector of movement (as illustrated in Fig. 1) may result in the displacement error:

$$\Delta u = u - \Delta D = \frac{\Delta D}{\cos\alpha} - \Delta D = \frac{\Delta D(1-\cos\alpha)}{\cos\alpha} \tag{2}$$

where: u – vector of displacement,
D – distance from the instrument to the target,
$\Delta D = D_t_i - D_t_0$ – measured displacement (difference between distances determined in two moments of time – t_i and t_0),
$\Delta u = u - \Delta D$ – the error of displacement vector caused by viewing target from the angle $\alpha \neq 0$.

The difference Δu resulting from the observation to the point at a certain angle should be negligible small. Counting that the resulting displacement error should not exceed 10% of its length, the angle α should not be greater than:

$$\frac{\Delta u}{u} = \frac{\frac{\Delta D(1-\cos\alpha)}{\cos\alpha}}{\frac{\Delta D}{\cos\alpha}} = 1 - cos(\alpha) < 10\% \tag{3}$$

what gives $\alpha < 25°$, and for the maximum permissible error of 1% α should be less than 8°. For distances of 30 m it corresponds to 4-meter offset of the station. Such mild influence of misalignment means relatively big freedom in orientation of the instrument in relation to the observed point.

We conclude that the errors of displacement of points (reflectors) measured only by the EDM should not be greater than ± 2 mm, allowing for a fairly large freedom of measurements.

3. Research tests

In order to evaluate the technical capabilities and the precision of displacement survey using EDM and a set of mirrors a series of tests involving different measurement network configurations have been planned and carried out. The main aim was to redirect the rays by mirrors or prisms in their way to the reflector and automatically measure the distances. The test field covered robotic total station (RTS) mounted on stable frame, two rails for installing optical elements, and typical prisms mounted on tribrach or mounting rails. Tests were made in two configurations – for shorter and longer range of sides. The net was measured few times by different instruments and obtained results proved to be very similar. As representative for this paper was selected two series measured by Robotic Total Station Leica TCRP 1201+.

3.1. Test for short distances

Short test network has been created to see and analyze accuracy of different ways of rays through prisms and mirrors to targets (reflectors). The net is illustrated in figure 4. Total station has been mounted on a solid frame at-

tached to the wall, and racks for optical devices – to the fixed elements of laboratory equipment. The network consists of the following configurations:

1) reflection in a rectangular prism down to the reflector – distance of 3.1 m,
2) reflection in the mirror in the direction of the reflector – distance 5.8 m,
3) reflection from the mirror through the prism to reflector – distance 6.9 m,
4) reflection in two mirrors to the reflector – distance 6.5 m.

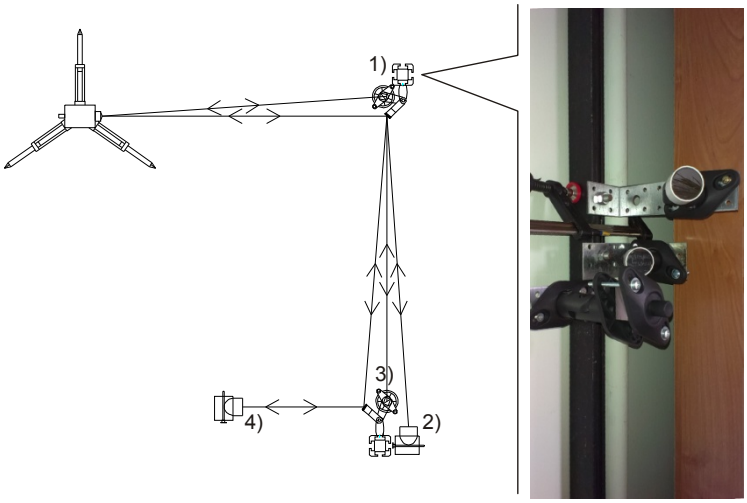


Fig. 4. Four configurations of test survey (as depicted in the paper) – sketch of the net and picture of first node containing two mirrors (upper) and prism (bottom)

Rys. 4. Cztery konfiguracje pomiaru testowego (jak opisano powyżej) – szkic sieci i zdjęcie pierwszego węzła zawierającego dwa lustra (wyżej) i pryzmat (na dole)

The EDM beam was directed so that it run roughly horizontally or vertically, within the limits of non-compliance that ensures no more than 1% loss of accuracy of displacement determination. As targets we used standard reflectors typically used in tacheometry. Prisms and targets were fixed for the time of measurements.

The test was named as ′100×4′, what means that the distances to four targets (reflectors) were measured 100 times. For this purpose in the instrument was set the task for making serial survey and the function for automatic search of signal peaks in the prism (ATR). As a 'zero readings' we have taken average reading of the first 10 series.

Preliminary analysis of the results showed that they have similar accuracies in the whole set and do not change over the time. Consequently, the summary statement was made (Table 1), including the identification of minimum and maximum differences in terms of zero reading, the discrepancy between these differences and the mean error (RMSE).

The spread of the results never exceed ±0,7 mm, wherein the extreme values (ie. greater than ±0,5 mm) are only incidentally found in the whole set of observations. The standard deviations calculated for the entire set of results are not worse than ±0,2 mm and are almost identical in all the blocks of the 20-readings. Similar repeatability – not exceeding 0,1 mm – occurs in all statistics.

Table 1. Summary of results for test '100×4': above – whole set, below – five blocks of 20 readings. Results are written in millimeters

Tabela 1. Zestawienie wyników dla testu '100×4': powyżej – cały zestaw, poniżej – pięć bloków po 20 odczytów. Wyniki zapisane w milimetrach

	1 to 100			
	min	max	range	σ
3,1	-0,2	0,4	**0,6**	**0,13**
5,8	-0,3	0,4	**0,7**	**0,16**
6,9	-0,4	0,3	**0,7**	**0,18**
6,5	-0,3	0,4	**0,7**	**0,14**

1 to 20				21 to 40				41 to 60				61 to 80				81 to 100			
min	max	range	σ	min	max	range	σ	min	max	range	σ	min	max	range	σ	min	max	range	σ
-0,2	0,3	**0,5**	**0,15**	-0,2	0,2	**0,4**	**0,10**	-0,2	0,3	**0,5**	**0,13**	-0,2	0,3	**0,5**	**0,14**	-0,2	0,4	**0,6**	**0,14**
-0,2	0,3	**0,5**	**0,13**	-0,2	0,4	**0,6**	**0,15**	-0,3	0,4	**0,7**	**0,17**	-0,2	0,4	**0,6**	**0,16**	-0,2	0,4	**0,6**	**0,19**
-0,4	0,3	**0,7**	**0,16**	-0,3	0,2	**0,5**	**0,18**	-0,4	0,3	**0,7**	**0,19**	-0,4	0,3	**0,7**	**0,19**	-0,3	0,3	**0,6**	**0,19**
-0,3	0,3	**0,6**	**0,13**	-0,3	0,4	**0,7**	**0,15**	-0,2	0,3	**0,5**	**0,11**	-0,2	0,4	**0,6**	**0,15**	-0,2	0,4	**0,6**	**0,17**

3.2. Test in the range up to 28 m

Next test was carried out in a different configuration so as to trace the results of measurement over longer distances. In addition, a control measurement performed on the farthermost mirror observed by three reflections. It was found that each serie of 20-reading will be preceded by a change of position of farthest mirror. For this purpose was used a sliding device made earlier in the laboratory of geodesy at PUT which is shown in the picture below (Fig. 5).

Seven series of measurements were performed (test ′7×20″4′):

1) reflection in a rectangular prism down to the reflector – distance 2,9 m,
2) reflection from the mirror through the prism to the reflector – distance 15,4 m,
3) reflection in three mirrors to the movable reflector – distance 27,3 m,
4) direct measurement to the movable reflector – distance 3,3 m.

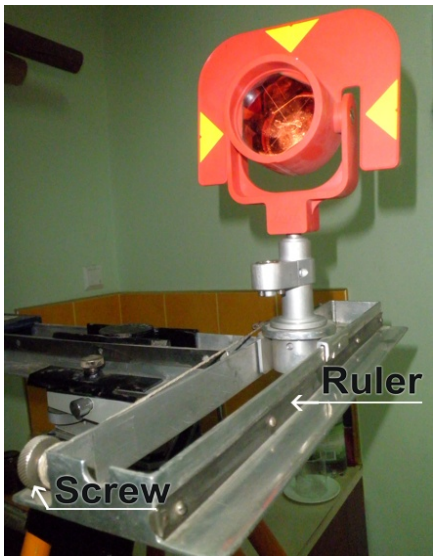


Fig. 5. Reflector mounted on sliding device with screw and the ruler to measure displacements
Rys. 5. Reflektor zamocowany na urządzeniu przesuwnym z podziałką do pomiaru przesunięcia

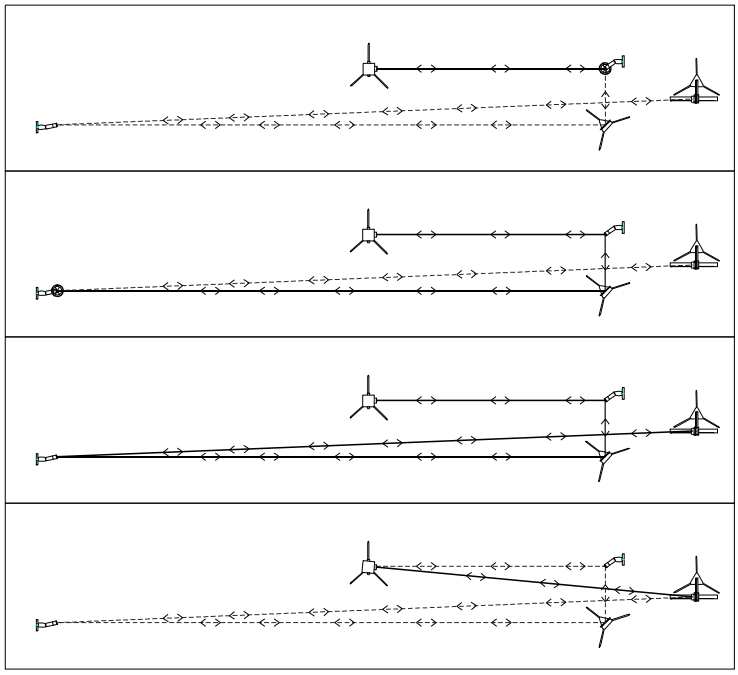


Fig. 6. Four variants of ways of rays in the test 2, as described in the paper
Rys. 6. Cztery warianty przebiegu promieni w teście 2, jak opisano w pracy

Table 2. Summary of results for test '7×20˟4' (seven series in two parts)

Tabela 2. Zestawienie wyników testu '7×20˟4' (siedem serii w dwóch częściach)

	serie '0'				serie '1'				serie '2'			
	min	max	**range**	**σ**	min	max	**range**	**σ**	min	max	**range**	**σ**
2,9	-0,2	0,2	**0,4**	**0,13**	-0,4	0,4	**0,8**	**0,24**	-0,3	0,3	**0,6**	**0,22**
15,4	-0,4	0,4	**0,8**	**0,19**	-0,3	0,6	**0,9**	**0,27**	-0,3	0,6	**0,9**	**0,33**
27,3	-0,2	0,4	**0,6**	**0,16**	3,5	4,0	**0,5**	**0,15**	17,2	17,7	**0,5**	**0,10**
3,3	-0,2	0,2	**0,4**	**0,11**	3,6	4,0	**0,4**	**0,14**	16,5	17,2	**0,7**	**0,16**

serie '3'				serie '4'				serie '5'				serie '6'			
min	max	**range**	**σ**	min	max	**range**	**σ**	min	max	**range**	**σ**	min	max	**range**	**σ**
-0,4	0,3	**0,7**	**0,18**	-0,3	0,2	**0,5**	**0,18**	-0,4	0,3	**0,7**	**0,16**	-0,4	0,4	**0,8**	**0,20**
-0,3	0,6	**0,9**	**0,23**	-0,4	0,5	**0,9**	**0,27**	-0,2	0,7	**0,9**	**0,27**	-0,1	0,5	**0,6**	**0,18**
23,9	24,4	**0,5**	**0,14**	-15,6	-15,2	**0,4**	**0,13**	-21,6	-21,2	**0,4**	**0,11**	-25,6	-25,3	**0,3**	**0,09**
22,9	23,3	**0,4**	**0,11**	-15,0	-14,5	**0,5**	**0,17**	-20,6	-20,1	**0,5**	**0,14**	-24,5	-24,2	**0,3**	**0,09**

3.3. Evaluation of the results

Based on performed tests it was found that:

1) at the range up to almost 30 m and reflection of the beam in two or three mirrors, there is not a significant decrease in accuracy in measuring displacements in relation to the direct measurement,
2) better results were obtained with the reflection from the mirrors than prisms,
3) the average results of 20-fold measurement provides accuracy of designation of displacement – expressed by scattering results – from 0,5 mm (pass through the mirror) to 0,8 mm (prisms) and average errors no more than: ± 0,15 and ± 0,3 mm, respectively.

Similar studies were repeated using the Leica TS15 1203 and Trimble S3 2" Robotic Total Stations, yielding comparable results – more closer when using the other Leica. By reducing the number of series to 10 accuracy (deviations) of measurement shall not decrease accuracies more than to 1,0 mm.

3.4. Extrapolation of the results for long distance measurement

We propose small round mirrors with 25mm diameter to redirect the line of sight. To measure long distances to typical reflectors (diameter 50 mm or 25 mm) this intermediate mirror should lie not far than half a way from instrument to see whole reflector. We made tests which show that this is not necessary – even if the distance between the mirror and the target is as small as 1m, the distance can be successfully measured. So, the maximum range of measurement depends only on expected error of displacement. Based on the results obtained in our tests we can remark, that with the 95% accuracy of ±1 mm it is possible to measure to the distance of about 50 m.

The problem is only when due to the substantial displacement of the target it will not be seen through the mirror. If direction of sight is along the displace-

ment vector this problem should be avoided. Thus, to measure displacements with double change of direction, the main requirement is to ensure that the last section of the course of the beam was consistent with the expected direction of displacement within 8°.

4. Conclusions and future works

The subject of the study was solution and test of a measurement system, which based on distance measurements could allow the determination of the size of movements of inaccessible points on the building structure. Due to the dispersion of tested points on a large object space as well as to existing difficulties with visibility a method to access to points via additional optical elements has been elaborated. Two types of them was taken into account – (i) flat mirrors and (ii) rectangular prisms. Mirrors performs the physical law of specular reflection, wherein the falling and reflected rays lie in one plane. Distance measurements are devoid of effect of specular reflection and appropriate targeting of the beam enables the observation of the test point in the direction of expected movement. For its proper operation the mirror is covered by reflective coating, so it is sensitive to impact of (mechanical and chemical) environment.

Using a prism instead of the mirror is more intuitive for directing beam at right angle, as is in the case of horizontal telescope and redirection of the beam to be vertical. In order to perform the measurement the back wall of the prism is Al-coated, which also allows it to protect against external influences.

In order to implement presented idea two optical devices for laser measurements have been planned and purchased. They have been bounded and installed in two-hinge brackets to be able to turn laser beam toward the prism mounted in measured place. Flexible research stand was mounted and two tests were performed on the basis of it: (i) for a short distance measurement and (ii) for the distance up to almost 30 m – both versions in 4 variants. Two series of measurements have been performed: a 100-fold and 10-fold with varying distances. Analysis of the results showed that the projected suit allows the cyclic displacement measurement of multiple points located within 50 m from the instrument with an accuracy of no more than ±1 mm.

The proposed approach based on distance measurements can be expanded with angles that would give the opportunity to determine three components of the displacement of test points. It is planned to focus further works on the use of the set robotic total station+mirrors+reflective targets in spatial displacement surveys to inaccessible points located on engineering objects or buildings. The next problem to be solved is precision control of stability of the mirrors.

Bibliography

[1] Cosser E., Roberts G.W., Meng X., Dodson A.H., 2003: Measuring the dynamic deformation of bridges using a total station. Proceedings, 11th FIG Symposium on Deformation Measurements, Santorini, Greece (Available, 05.05.2015 at http:// www.fig.net/commission6/santorini/I-Monitoring Static and Dyn/I9.pdf).

[2] Janusz J., 1993: Metoda wyznaczania przemieszczeń punktów z wykorzystaniem odbić zwierciadlanych, Prace Instytutu Geodezji I Kartografii, XL, 1(88): 67-84.

[3] Kirschner H., Stempfhuber W., 2008: The kinematic potential of modern tracking total stations - a state of the art report on the Leica TPS1200+, Proceedings of the 1st International Conference on Machine Control & Guidance, June 24-26 Zurich Switzerland s. 51-60.

[4] Mazalová J., Valentová K., Vlčková L., 2009: Testing of the accuracy of Leica TCRP 1201 total stations, Topcon GPT-7001 and Topcon GPT-8203M. Acta Montanistica Slovaca, 14 (1): 69-74.

[5] Odziemczyk W., 2014: Analysis of deformations of the skylight construction at the main hall of the Warsaw University of Technology, Reports on Geodesy and Geoinformatics, 97: 35-46.

[6] Wójcik M., 1996: Niwelacja trygonometryczna w zastosowaniach inżynierskich. Wydawnictwo Politechniki Poznańskiej, Poznań.

[7] Wójcik M., Wyczałek I., Nowak R., 2013: Test precyzyjnego tachimetru zmotoryzowanego pod kątem jego użycia do pomiarów pionowych przemieszczeń konstrukcji mostowych. Archiwum Instytutu Inżynierii Lądowej, Politechnika Poznańska, 15: 145-156.

[8] Wyczałek I., 1991: Wykorzystanie przystawek zwierciadlanych w fotogrametrycznych pomiarach przemieszczeń, Akademia Górniczo-Hutnicza (PhD theses).

BADANIA NAD UŻYCIEM LUSTER I PRYZMATÓW W GEODEZYJNYM MONITORINGU KONSTRUKCJI BUDOWLANYCH

S t r e s z c z e n i e

Praca opisuje badania nad systemem pomiarowym bazującym na pomiarach odległości, który pozwoliłby na określenie przemieszczeń niedostępnych punktów na konstrukcji budowlanej. Z uwagi na rozproszenie punktów badanych na rozległej przestrzeni obiektu, jak też z powodu utrudnień w widoczności, opracowano metodę umożliwiającą dostęp do punktów za pośrednictwem dodatkowych elementów optycznych – płaskich luster i/lub pryzmatów. W celu ochrony tych elementów przed wpływem czynników zewnętrznych powierzchnia odblaskowa lub tylna ściana pryzmatu zostały pokryte warstwą Al + SiO_2.

Zaprojektowano i poddano testom dwa urządzenia optyczne do pomiarów laserowych. Zostały one połączone i zamontowane na pochylnych wspornikach umożliwiających przekierowanie wiązki laserowej w kierunku pryzmatu w mierzonym miejscu. Skonstruowano elastyczną podporę i przeprowadzono dwa testy na odległość do niemal 30 m. Wykonano dwie serie pomiarów: 100-krotny i 10-krotny, oba na kilka różnych odległości. Analiza uzyskanych wyników wykazała, że zaprojektowany zestaw umożliwia cykliczne pomiary przemieszczeń wielu punktów zlokalizowanych do 50 m od stanowiska instrumentu, z dokładnością nie gorszą niż ±1 mm.

Stwierdzono, że zaproponowane rozwiązanie oparte na pomiarach odległości może zostać rozbudowane o pomiary kątowe, co powinno sprawić sposobność wyznaczania trzech składowych przemieszczenia badanych punktów. Planuje się skupić przyszłe badania na użyciu zestawy tachimetr+lustra+odblaskowe cele w pomiarach przemieszczeń przestrzennych do niewidocznych punktów zlokalizowanych na obiektach inżynierskich lub budowlanych. Następnym problemem planowanym do rozwiązania jest ścisła kontrola stałości luster poprzez pomiar znaczków kontrolnych na ich obudowie.

Słowa kluczowe: monitoring strukturalny, tachimetr, pomiary pośrednie

Przesłano do redakcji:30.05.2015
Przyjęto do druku:10.01.2016

DOI: 10.7862/rb.2015.213

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (4/15), październik-grudzień 2015, s. 519-530

Paweł ŻWIREK[1]

WYBRANE ZAGADNIENIA STOSOWANIA NOMINALNIE PŁASKICH BLACH FAŁDOWYCH I PANELI SAMONOŚNYCH DO REALIZACJI DACHÓW ZAKRZYWIONYCH

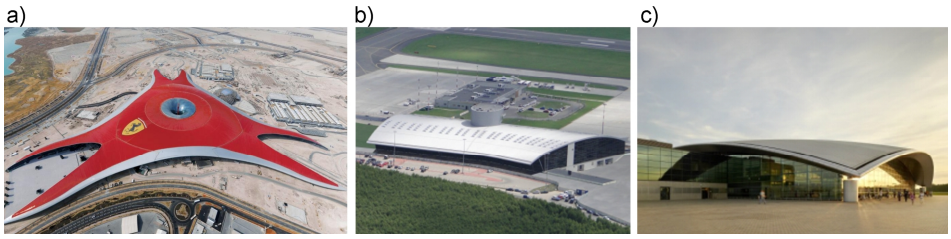
W przypadku reprezentacyjnych obiektów o rozległym rzucie poziomym, takich jak: hale widowiskowo-sportowe, stadiony, terminale lotnicze, parki rozrywki itp. projektanci często stosują dachy o złożonej geometrii. Projektując tego typu dachy należy odpowiednio wcześnie przeprowadzać analizy techniczno-ekonomiczne pozwalające przyjąć rozwiązania konstrukcyjne oraz technologie, które z jednej strony zapewnią odpowiednią ochronę wnętrza obiektu przed wpływami środowiskowymi, a z drugiej strony zagwarantują odpowiedni efekt estetyczny oraz trwałość - przy jednoczesnym zachowaniu określonego poziomu cenowego. Zdecydowanie największe możliwości w zakresie swobodnego kształtowania geometrii dachu oferują konstrukcje stalowe. W pracy zostaną omówione wybrane zagadnienia związane ze stosowaniem nominalnie płaskich blach fałdowych oraz paneli samonośnych przy realizacji dachów o złożonej geometrii na przykładzie dachu terminalu lotniczego w Rzeszowie-Jasionce. Nominalnie płaskie blachy trapezowe oraz samonośne panele dachowe, w połączeniu z odpowiednio zaprojektowaną konstrukcją stalową, pozwalają na wykonywanie skomplikowanych pod względem geometrycznym, estetycznych oraz funkcjonalnych dachów. Podjęcie decyzji o zastosowaniu nominalnie płaskich elementów, które w trakcie montażu będą w sposób kontrolowany deformowane musi być poprzedzone odpowiednimi analizami w zakresie geometrii oraz wpływu sił generowanych przez wprowadzone deformacje na nośność elementów. Szczególnie w przypadku blach fałdowych wpływ wygięcia wstępnego na nośność może okazać się istotny. Stosowanie nominalnie płaskich elementów w miejsce elementów zakrzywionych (blach i paneli) wpływa na obniżenie kosztów realizacji inwestycji.

Słowa kluczowe: blachy fałdowe, panele samonośne, dachy zakrzywione

[1] Autor do korespondencji: Paweł Żwirek, Politechnika Krakowska, ul. Warszawska 24, 31-155 Kraków. 12 628 20 33, pzwi@pk.edu.pl

1. Wstęp

W przypadku reprezentacyjnych obiektów o rozległym rzucie poziomym, takich jak: hale widowiskowo-sportowe, stadiony, terminale lotnicze, parki rozrywki itp. projektanci chętnie stosują dachy o złożonej geometrii. Projektując tego typu dachy należy odpowiednio wcześnie przeprowadzać analizy techniczno-ekonomiczne pozwalające przyjąć rozwiązania konstrukcyjne oraz technologie, które z jednej strony zapewnią odpowiednią ochronę wnętrza obiektu przed wpływami środowiskowymi, a z drugiej strony zagwarantują odpowiedni efekt estetyczny oraz trwałość - przy jednoczesnym zachowaniu określonego poziomu cenowego. Zdecydowanie największe możliwości w zakresie swobodnego kształtowania geometrii dachu dają konstrukcje stalowe. Cechą wspólną obiektów przedstawionych na rys. 1 jest zastosowanie stalowej konstrukcji prętowej pokrytej nominalnie płaskimi blachami trapezowymi oraz aluminiowymi panelami samonośnymi [9, 11, 12]. W pracy zostaną omówione wybrane zagadnienia związane ze stosowaniem zarówno nominalnie płaskich blach fałdowych, jak również nominalnie płaskich paneli samonośnych przy realizacji dachów o złożonej geometrii na przykładzie dachu terminalu lotniczego w Rzeszowie-Jasionce.



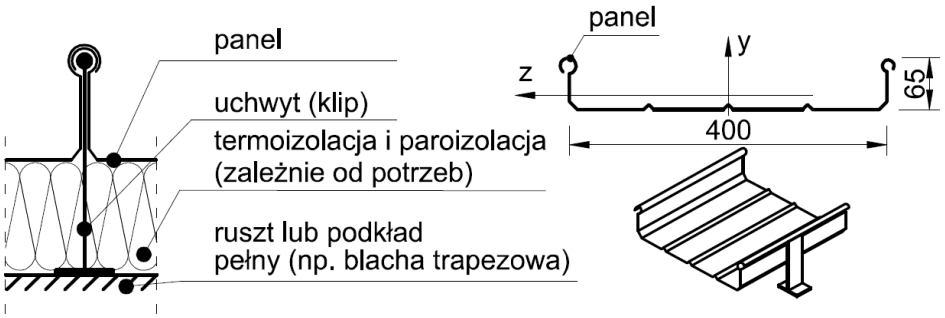
Rys. 1. Przykłady dachów pokrytych samonośnymi panelami metalowymi: a) Ferrari World Abu Dhabi [13], b) terminal lotniczy w Łodzi [14], d) terminal lotniczy w Rzeszowie Jasionce [10]

Fig. 1. Examples of roofs covered with self-supporting metal panels: a) Ferrari World Abu Dhabi [13], b) air terminal in Łódź [14], d) air terminal in Jasionka Rzeszów [10]

2. Opis technologii

Opis technologii produkcji oraz zagadnienia konstrukcyjne związane ze stosowaniem samonośnych paneli metalowych – nie tylko nominalnie płaskich – zostały szerzej omówione przez autora w pracy [15]. Systemy pokryć dachowych wykonywanych z samonośnych paneli metalowych [5, 6, 9, 11, 12] składają się z uchwytów nazywanych klipami oraz samonośnych paneli metalowych (por. rys. 2). Klipy stanowią punktowe podparcie dla paneli dachowych. Stosowana pod panelami miękka wełna mineralna pełni jedynie funkcję termoizolacji - nie uczestniczy w przenoszeniu obciążeń powierzchniowych z paneli na warstwy przegrody dachowej znajdujące się pod termoizolacją (por. rys. 2).

Okoliczność tą należy uwzględnić przy wymiarowaniu elementów, do których mają być przykręcone klipy.



Rys. 2. Elementy składowe systemu samonośnych paneli dachowych oraz przykładowe wymiary panela dachowego [15]

Fig. 2. Component elements of the system of self-supporting roof panels and example dimensions of the roof panel [15]

Coraz wyższe wymagania w zakresie izolacyjności cieplnej przegród budowlanych spowodowały, że pierwotnie aluminiowe klipy są zastępowane przez klipy z tworzyw sztucznych, np. ultramidu A3WG10 wzmocnionego włóknem szklanym, który cechuje się dużą wytrzymałością, niskim współczynnikiem tarcia oraz jednocześnie niskim współczynnikiem przewodzenia ciepła λ=0,37 W/(m·K).

Ze względu na trwałość, niską wagę oraz łatwość formowania panele przeważnie wykonywane są jako aluminiowe. Przykładowy kształt przekroju poprzecznego panelu dachowego przedstawia rys. 2. Panele dachowe mogą być produkowane na budowie w specjalnych urządzeniach zwanych rollformerami (rys. 3a) i mogą mieć długość kilkudziesięciu metrów - równą wymiarowi połaci dachowej (rys. 3b). Sąsiednie panele łączone są przez mechaniczne zaciskanie rąbka (rys. 3c), które z jednej strony zapobiega oderwaniu pokrycia przez wiatr, a z drugiej strony nie krępuje odkształceń termicznych (poślizg paneli na główkach klipów) oraz umożliwia odprowadzanie wilgoci spod paneli.

W najprostszych rozwiązaniach stosuje się panele prostoliniowe o stałym przekroju poprzecznym (rys. 2). Niemniej jednak posiadany przez producentów park maszynowy pozwala na wykonywanie niezwykle skomplikowanych, pod względem geometrycznym, pokryć dachowych (por. rys 9).

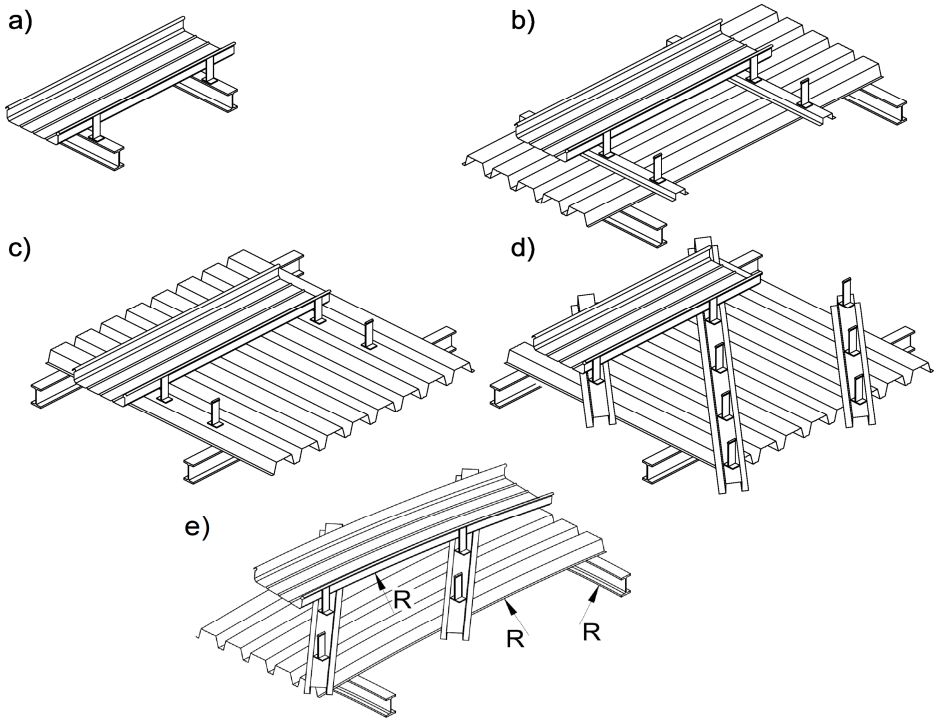
Na rys. 4 przedstawiono różne rozwiązania konstrukcyjne przegród dachowych z pokryciem wykonanym z samonośnych paneli metalowych montowanych za pośrednictwem klipów bezpośrednio na ruszcie stalowym (rys. 4a) lub na blasze trapezowej (rys. 4 b÷e). Rozwiązania przedstawione na rys. 4 a÷d zostały szczegółowo omówione przez autora w pracy [15]. W przypadku terminala lotniczego w Rzeszowie Jasionce zastosowane zostało

rozwiązanie przedstawione na rys. 4e, które opisano w p. 3 niniejszego artykułu.



Rys. 3. a) produkcja paneli w rollformerze, b) układnie paneli na klipach, c) zaciskanie rąbków podłużnych

Fig. 3. a) production of panels in rollformer, b) laying of panels at the clips, c) tightening oblong hems

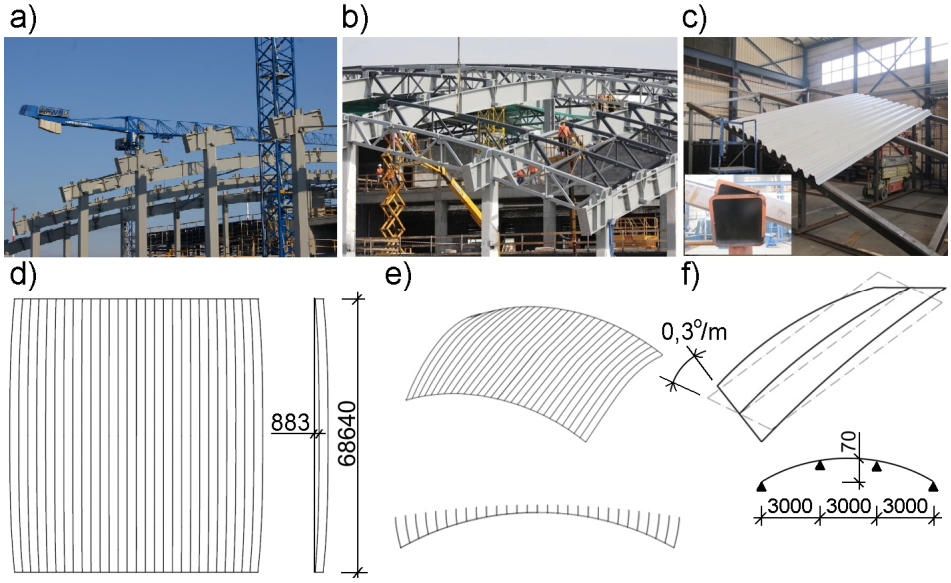


Rys. 4. a÷d) przykładowe rozwiązania dachów z poryciem z paneli samonośnych wg [15] e) rozwiązanie zastosowane na dachu terminala lotniczego w Rzeszowie-Jasionce

Fig. 4. a ÷ d) examples of solutions of the roofs with covering with self-supporting panels according to [15] e) solution applied on the roof of an air terminal in Rzeszow-Jasionka

3. Przykłady realizacji

Dach terminala lotniczego w Rzeszowie-Jasionce o kształcie przedstawionym na rys. 1c, 5e został w całości wykonany z zastosowaniem nominalnie płaskich arkuszy blach fałdowych oraz samonośnych paneli dachowych o stałej szerokości. Konstrukcja nośna dachu składa się z zakrzywionych dźwigarów pełnościennych oraz przebiegających prostopadle do nich zakrzywionych płatwi kratowych (rys. 5b) z odpowiednio ukształtowanymi pasami górnymi (rys. 5c). Na płatwiach ułożona jest nominalnie płaska blacha trapezowa Arcelor Mittal ACP 135/315/1,0 (w układzie jednoprzęsłowym lub trójprzęsłowym - por. rys. 6) ze stali S320GD mocowana do płatwi za pomocą kołków wstrzeliwanych Hilti X-ENP 19. Sąsiednie arkusze blachy są połączone wkrętami samowiercącymi Koelner OC-48022.



Rys. 5 a), b) widok konstrukcji stalowej w trakcie montażu, c) próbny montaż blachy trapezowej, d) e) model połaci dachowej aproksymowanej za pomocą zbioru kolejnych pasm o stałej szerokości, f) wstępna deformacja arkusza blachy

Fig. 5. a), b) view of the steel structure in the course of the assembly, c) test assembly of the metal trapezoidal sheet , d) e) model of the roof slope approximate with the set of another bands about the permanent width, f) preliminary deformation of the metal sheet

Na blasze trapezowej wyklejona jest samoprzylepna paroizolacja Kalzip z folią aluminiową. Termoizolacja wykonana jest z dwóch warstw wełny mineralnej Rockwool o łącznej grubości 220 mm. Klipy aluminiowe Kalzip L120 z podkładką termiczną DTK5 przykręcane są za pomocą wkrętów Ejot JT3-X-2-6,0x36 do profili kapeluszowych o ukośnym przebiegu względem fałd blachy

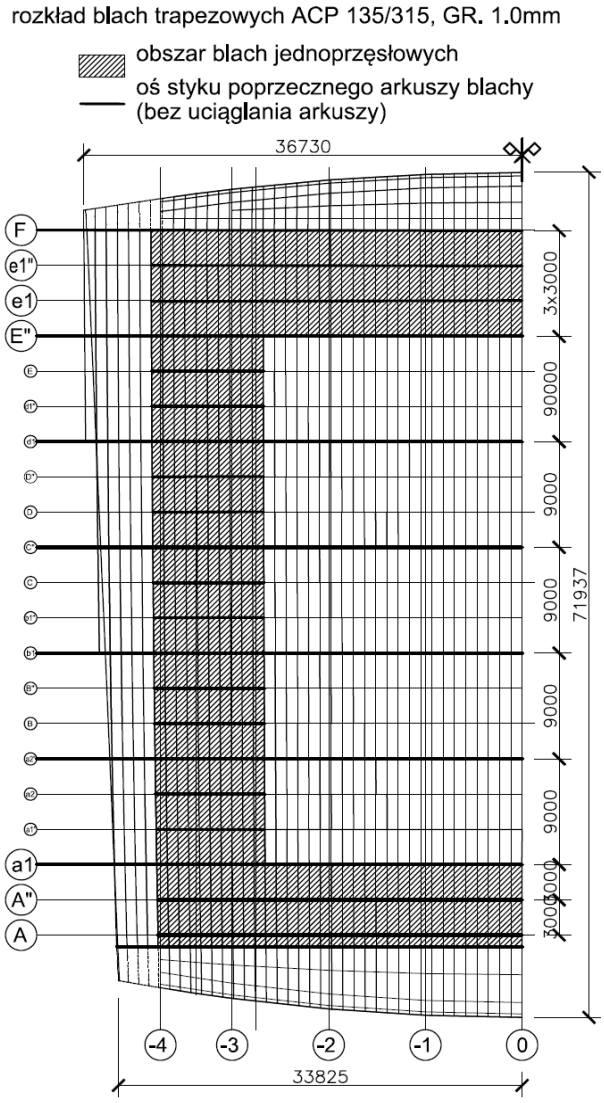
(por. rys. 4d). Warstwę zewnętrzną stanowią aluminiowe samonośne panele dachowe Kalzip o profilu 65/400 i grubości 0,9mm. Układ elementów konstrukcyjnych przegrody dachowej przedstawia rys. 4e. Ze względu na kształt połaci dachowej nie było możliwe ułożenie samonośnych paneli dachowych wyłącznie prostopadle lub równolegle do fałd blachy trapezowej (por. rys. 4 b,c). Z tego powodu zastosowane zostało rozwiązanie przedstawione na rys. 4e z ukośnym przebiegiem profili kapeluszowych, za pośrednictwem których klipy są mocowane do blach trapezowych. Rozwiązanie takie powoduje bardziej równomierne obciążenie blach trapezowych aniżeli w przypadku rozwiązania przedstawionego na rys. 4b, gdzie obciążenie jest przekazywane liniowo (na kolejne fałdy blachy w tej samej odległości od podpory), czy też rozwiązania przedstawionego na rys. 4c - gdzie obciążenia z paneli przekazywane są punktowo

3.1. Blacha trapezowa

Ze względu na zakrzywiony kształt połaci dachowej naturalne wydawało się zastosowanie blach fałdowych łukowych. Należy jednak podkreślić, że powierzchnia połaci dachowej terminala lotniczego w Rzeszowie-Jasionce cechuje się zróżnicowanymi wartościami promienia krzywizny.

Wspomniana okoliczność spowodowałaby konieczność stosowania blach trapezowych łukowych o zróżnicowanych promieniach krzywizny. Niewielki asortyment blach łukowych, w porównaniu z blachami płaskimi, oraz wyższa cena jednostkowa związana m.in. z wyższymi kosztami produkcji i transportu sprawiła, że przeanalizowano możliwość wykonania pokrycia dachu z blach płaskich wyginanych w trakcie montażu. Poszczególne fałdy pierwotnie płaskich arkuszy blach fałdowych miały być w trakcie montażu wstępnie wyginane w kierunku podłużnym i poprzecznym, skręcane oraz odkształcane poprzecznie na skutek zamierzonej zmiany szerokości fałd [7] (por. rys. 5f). Aby oszacować wielkość wspomnianych deformacji opracowano trójwymiarowy model komputerowy połaci dachowej, która następnie została aproksymowana za pomocą kolejno ułożonych obok siebie pasm o stałej szerokości (por. rys. 5 d,e) – zbliżonej do szerokości krycia pojedynczej blachy trapezowej. Największe deformacje występowały w obrębie pasm skrajnych oraz w rejonie naroży połaci dachowej. Aby uzyskać aproksymację kształtu skrajnego pasma (rys. 5d) za pomocą zbioru trójprzęsłowych arkuszy blachy o długości 9,000m należało skręcać osie kolejnych arkuszy o około $0{,}7^{o}$. Przy szerokości krycia pojedynczego arkusza blachy 3x315=945mm dawało to różnicę długości zakładu na końcach arkusza o wartości 945tg(0,7)=11mm. Przeprowadzone próby wykazały możliwość zastosowania takiego rozwiązania. Deformacje związane ze skręceniem (por. rys. 5f), zmianą szerokości oraz wygięciem poprzecznym arkuszy blachy nie budziły wątpliwości osiągając wartości porównywalne do tolerancji wykonania blach [3]. Wartość strzałki wygięcia wstępnego arkusza blachy

70/9000=1/128 (por. rys. 5f) mogła się wydawać stosunkowo mała, jednak jak wykazały późniejsze analizy miała ona duży wpływ na nośność blachy [4].



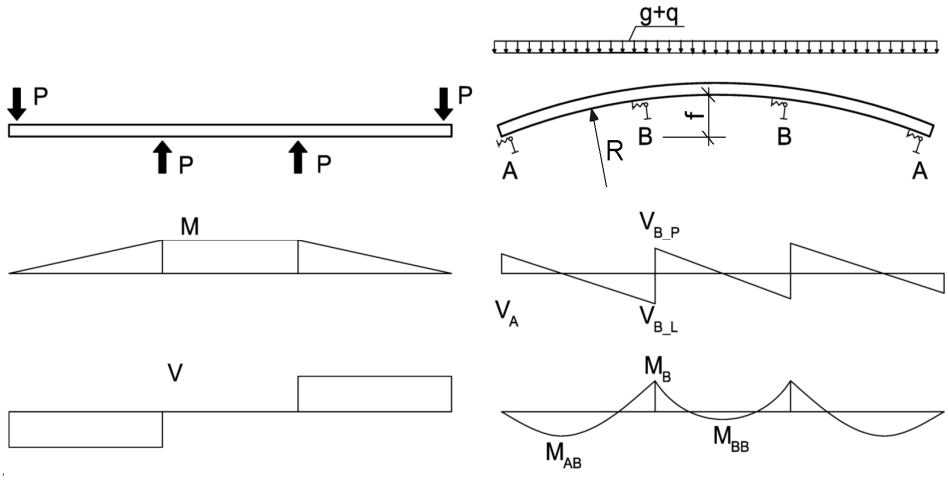
Rys. 6. Podział blach trapezowych na dachu terminala lotniczego w Rzeszowie-Jasionce

Fig. 6. Allocation of metal trapezoidal sheets on the roof of an air terminal in Rzeszow-Jasionka

Wpływ wygięcia wstępnego na nośność wieloprzęsłowej blachy fałdowej może być uwzględniony w obliczeniach poprzez superponowanie: sił przekrojowych powstających od wygięcia wstępnego oraz sił od obciążeń zewnętrznych (rys. 7).

Przykładowo dla blachy ACP 135/315/1,0 w układzie trójprzęsłowym, obciążonej obciążeniem o wartości obliczeniowej 3,0 kN/m2 zestawiono na rys. 7 wartości sił przekrojowych dla różnych wartości strzałek wygięcia *f*.

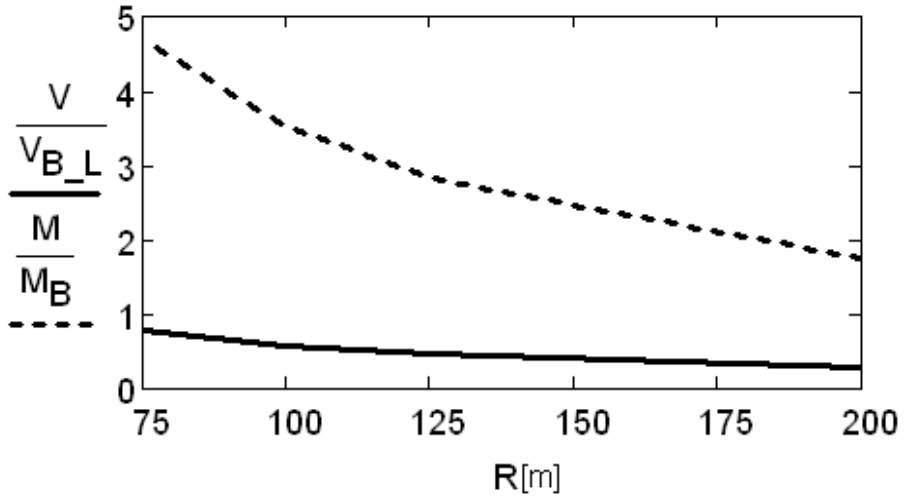
Na rysunku 8 pokazano jak zmienia się relacja pomiędzy siłami przekrojowymi od wygięcia wstępnego a siłami od obciążeń zewnętrznych (por. rys. 7). Jak widać dla analizowanych promieni krzywizny dachu siła poprzeczna od wygięcia wstępnego jest porównywalna z siłą poprzeczną od obciążeń zewnętrznych. Natomiast wartość momentu zginającego nad podporą pośrednią od wygięcia wstępnego blachy może być nawet 5. krotnie większa od momentu generowanego przez ciężar własny i obciążenia zmienne (śnieg) – mimo wspomnianych wcześniej raczej niewielkich strzałek wygięcia wstępnego blachy. Wpływ wygięcia wstępnego na nośność blach fałdowych został szerzej omówiony w pracy [4].



1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
			wygięcie wstępne		ciężar własny + śnieg							
Lp	R [m]	f [mm]	P,|V| [kN/m]	M [kNm/m]	N_{AB} [kN/m]	N_{BB} [kN/m]	M_{AB} [kNm/m]	M_B [kNm/m]	M_{BB} [kNm/m]	V_A [kN/m]	V_{B_L} [kN/m]	V_{B_P} [kN/m]
1	200	52	1,58	-4,75	-0,73	-0,45	2,16	-2,70	0,68	3,60	-5,40	4,50
2	125	83	2,53	-7,60	-1,16	-0,70	2,16	-2,70	0,68	3,60	-5,40	4,50
3	100	103	3,17	-9,51	-1,46	-0,88	2,16	-2,70	0,68	3,60	-5,40	4,50
4	75	138	4,23	-12,68	-1,94	-1,19	2,16	-2,70	0,68	3,60	-5,40	4,50

Rys. 7. Wykresy sił przekrojowych dla blachy z wygięciem wstępnym oraz zestawienie sił przekrojowych [4]

Fig. 7. Diagram of cross-sectional forces for the metal sheet with the preliminary curvature and cross-section force collection [4]



Rys. 8 Wykresy V/V_{B_L} oraz M/M_B zależnie od promienia R krzywizny dachu [4]

Fig. 8. Diagram of V/V_{B_L} and M/M_B depending on the R radius of the curvature of the roof [4]

3.2. Samonośne panele dachowe

Możliwości w zakresie formowania kształtów samonośnych paneli dachowych (rys. 9) powodują, że wykonanie nawet najbardziej skomplikowanych pod względem geometrycznym pokryć dachowych nie stanowi większego problemu. Pokazane na rys. 9 panele nie mogą być na ogół produkowane w rollformerach bezpośrednio na budowie. Konieczność wcześniejszego produkowania wspomnianych elementów w fabrykach, koszty transportu oraz konieczność spawania na budowie w celu uzyskania pasma paneli o odpowiedniej długości powodują, że cena rozwiązań z wykorzystaniem tego typu paneli jest znacznie wyższa aniżeli płaskich paneli o stałej szerokości – które można bezpośrednio na budowie produkować w postaci jednego panela (pasma) o długości równej długości połaci dachowej. Dodatkowo spawanie arkuszy wpływa niekorzystnie na estetykę pokrycia dachowego. Zgodnie z [8], w przypadku dachu terminala lotniczego w Rzeszowie-Jasionce (ze względu na promień gięcia względem słabszej osi panelu – oś „z" na rys. 2) możliwe było zastosowanie paneli nominalnie płaskich. Panele nominalnie płaskie, gięte w sposób tzw. "naturalny", można w przypadku profilu Kalzip 65/400 stosować już przy promieniu krzywizny o wartości R=48m [8]. Określenie gięcie "naturalne" oznacza wyginanie nominalnie płaskich paneli dachowych odpowiednio do krzywizny dachu.

Pewne wątpliwości budziła możliwość wygięcia paneli w płaszczyźnie środnika (względem osi „y" panelu wg rys. 2), tak aby uzyskać dla skrajnych paneli deformację pokazaną na rys. 5d. W tym celu wyznaczono wartość siły poziomej potrzebnej do wygięcia panelu środnika:

$$q_z = f_z \frac{384EJ_y}{5L^4} = 2{,}34N/m, \tag{1}$$

gdzie: $E = 70\ GPa$ - moduł sprężystości aluminium

$J_y = 1094cm^4$ - moment bezwładności panela (grubość materiału t=0,9mm) z rys. 2 względem osi „y”

f_z = 883mm - por. rys. 5d

L = 68640mm - por. rys. 5d

Wobec bardzo małej wartości siły potrzebnej do odpowiedniego wygięcia panela w płaszczyźnie środnika zdecydowano się ostatecznie na zastosowanie nominalnie płaskich paneli o stałym kształcie przekroju poprzecznego. Stosowanie paneli o stałej szerokości ma jeszcze jedną istotną zaletę - pozwala wyeliminować kosztowny nadzór geodezyjny, którego wymaga stosowanie wybranych paneli o kształtach przedstawionych na rys. 9.



Rys. 9. Przykładowe kształty paneli dachowych o zmiennej geometrii [11]

Fig. 9. Sample shapes of roof panel about the variable geometry [11]

4. Podsumowanie

Nominalnie płaskie blachy trapezowe oraz samonośne panele dachowe, w połączeniu z odpowiednio zaprojektowaną konstrukcją stalową, pozwalają na wykonywanie skomplikowanych pod względem geometrycznym, estetycznych oraz funkcjonalnych dachów. Podjęcie decyzji o zastosowaniu nominalnie płaskich elementów, które w trakcie montażu będą w sposób kontrolowany deformowane musi być poprzedzone odpowiednimi analizami w zakresie geometrii oraz wpływu sił generowanych przez wprowadzone deformacje na nośność elementów. Szczególnie w przypadku blach fałdowych wpływ wygięcia wstępnego może okazać się istotny. Stosowanie nominalnie płaskich elementów w miejsce elementów zakrzywionych (blach i paneli) wpływa na obniżenie kosztów realizacji inwestycji.

Literatura

[1] Allgemeine Bauaufsichtliche Zulassung Z-14.1-181 Kalzip – Aluminium - Stehfalzprofil - Dach.

[2] Allgemeine Bauaufsichtliche Zulassung Z-14.1-419 Aluminium-Stehfalzprofil-Dachelemente Falz-Ripp.

[3] Aprobata Techniczna ITB AT-15-3429/2011 Stalowe blachy profilowane MAUKA, BROMO, ACP-, AC-, TR-, V-, TR 35, TR 40, TS 40, TR 50, TR 60, TR 70, TR 84, TR 94, TR 150, TR 160, LT 40, LT 70, EP-, HACIERBA, HACIERCO, FREQUENCE-, FLOLINE-, SOFTLINE-, HAIRGALBE-, PAMPA-, COFRASOL-. PMA-. Instyut Techniki Budowlanej, Warszawa 2012

[4] Pięciorak E., Żwirek P.: Wpływ wygięcia wstępnego na nośność blachy fałdowej, „Izolacje: budownictwo, przemysł, ekologia", nr 11-12/2011.

[5] PN-EN 14782:2008 Samonośne blachy metalowe do pokryć dachowych, okładzin zewnętrznych i wewnętrznych. Charakterystyka wyrobu i wymagania.

[6] PN-EN 508-2:2010 Wyroby do pokryć dachowych z metalu. Charakterystyka wyrobów samonośnych z blachy stalowej, aluminiowej lub ze stali odpornej na korozję. Część 2: Aluminium.

[7] Reichhart A.: Analiza powłok z blach fałdowych. „Nowoczesne Hale", nr 1/2011

[8] Systemy Kalzip, Podręcznik techniki, planowania i konstrukcji, Kalzip, Adhoc media gmbh:901:PL:08/2009

[9] www.aluform.de [dostęp: 8 kwietnia 2015 r.]

[10] www.apa.krakow.pl [dostęp: 8 kwietnia 2015 r.]

[11] www.bemo.com.de [dostęp: 8 kwietnia 2015 r.]

[12] www.kalzip.com [dostęp: 8 kwietnia 2015 r.]

[13] www.me.com.pl [dostęp: 8 kwietnia 2015 r.]

[14] www.rotwl.pl [dostęp: 8 kwietnia 2015 r.]

[15] Żwirek P.: Wybrane zagadnienia projektowania dachów z pokryciem metalowym, „Czasopismo Techniczne", nr 2-A/1/2011

SELECTED ISSUES OF USE OF NOMINALLY FLAT CORRUGATED SHEETS AND SELF-SUPPORTING ROOF PANELS FOR CONSTRUCTION OF CURVED ROOFS

S u m m a r y

In case of representative objects with a large horizontal projection, such as performance and sports halls, stadiums, airport terminals, amusement parks, etc., designers often use roofs with complex geometry. At the structural design stage early technical and economical analysis should be performed for this type of roofs for concluding solutions and technology that on the one hand provide adequate protection inside of an object against environmental influences, on the other hand, ensures an appropriate aesthetic and durability - while maintaining a specific price level. The greatest opportunities for the free shaping of structure geometry provide steel structures. The paper will discuss selected issues associated with the use of nominally flat corrugated sheets and self-supporting panels in the construction of roofs with complex geometry on the example of the airport terminal in Rzeszów-Jasionka. Nominally flat corrugated sheets and self-supporting roof panels, in conjunction with a properly designed steel structure, allow to construct geometrically complicated, aesthetic and functional roofs. The decision on use nominally flat pieces which are deformed in a controlled way during installation must be preceded by appropriate analyzes in the field of geometry and impact of forces generated by the deformation placed on the load capacity of the elements. Particularly in the case of corrugated sheets the influence of initial bending on load capacity can be significant. The use of nominally flat panels in place of the curved elements (corrugated sheets and roof panels) reduces the cost of the investment.

Keywords: corrugated sheets, self-supporting panels, curved roofs

Przesłano do redakcji:30.05.2015
Przyjęto do druku:10.01.2016

DOI: 10.7862/rb.2015.214

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JCEEA

Recenzenci współpracujący – 2015

ADAMCZYK Jerzy
AJDUKIEWICZ Andrzej
BAC-BRONOWICZ Joanna
BAJER Jarosław
BAKALARCZYK Jerzy
BALCERZAK Wojciech
BALTINOVA Magdalena (Słowacja)
BAŁACHOWSKI Lech
BASIŃSKA Małgorzata
BĄK Joanna
BELUCH Józef
BERGEL Tomasz
BEZAK-MAZUR Elżbieta
BIALIK Wojciech
BIEGUS Antoni
BLIKHARSKY Zinoviy (Ukraina)
BRAŃSKI Adam
BRÓDKA Jan
BRYŚ Henryk
BUGAJSKI Piotr
BYKOV Valentin (Ukraina)
BYLYK Artem (Ukraina)
BYRDY Aleksander
CHACUK Andrzej
CHERNYUK Volodymir (Ukraina)
CHMIELOWSKI Krzysztof
CHWIEDUK Dorota
CIĘŻAK Tadeusz
CZECHOWSKA-KOSACKA Aneta
ĆMIELOWSKI Kazimierz
DĄBROWSKI Wojciech
DULAK Leszek
DYKAS Sławomir
FIC Stanisław
FIEDUCIK Jolanta
FILIPOWICZ Mariusz
GACZOŁ Tomasz
GARBALIŃSKA Halina
GAWDZIK Jarosław
GIL Stanisław
GIŻEJOWSKI Marian
GNIDEC Bohdan (Ukraina)
GOCZEK Jerzy
GOLEWSKI Grzegorz
GOŁASZEWSKI Jacek
GOSSOWSKI Bronisław
GRUDZIŃSKA Magdalena
GUCMA Lucjan
GUŁKOWSKI Sławomir
GWÓŹDŹ Marian
HARABINOVÁ Slavika (Słowacja)
HEIM Dariusz
HLAVINEK Petr (Czechy)
IGNATOWICZ Katarzyna
IWANEJKO Ryszarda
IZDEBSKI Waldemar
JABŁOŃSKI Krzysztof
JEŻOWIECKI Janusz
JĘDRZEJUK Hanna
KALEMBKIEWICZ Jan
KALISZUK Joanna
KAMENICKY Jan (Czechy)
KAMIŃSKI Marcin Marek
KĘSEK Zbigniew
KMET` Stanisław (Słowacja)
KNAPIK Krzysztof
KOCZYK Halina
KOGUT Janusz
KOWALIK Marek
KOWALSKI Dariusz
KOVTUN Igor (Ukraina)
KOZŁOWSKI Aleksander
KRÓL Karol
KRÓLIKOWSKA Jadwiga
KRÓLIKOWSKI Andrzej
KRUPIŃSKI Waldemar
KUCHARCZUK Witold
KURTZ-ORECKA Karolina
KVASHA Viktor (Ukraina)
KVOČÁK Vincent (Słowacja)
KWIECIEŃ Arkadiusz
LEVCENKO Oleg (Ukraina)
LITEWKA Przemysław
ŁAPKO Andrzej
MARCINKOWSKI Tadeusz
MARCINOWSKI Jakub
MARCINOWSKI Piotr
MIELIMĄKA Ryszard
MILLER Bartosz
MIŁASZEWSKI Rafał
MROWIEC Maciej
MRÓWCZYŃSKA Maria

NOWICKA Elżbieta
OLCHOWIK Jan
OLENETS Marianna
ONDREJKA HARBULAKOVA Vlasta (Słowacja)
OWSIAK Zdzisława
OZIMINA Ewa
PAŁKOWSKI Szymon
PIASTA Wojciech
PIEBIAK Iwona
PIEKARCZYK Marek
PIJANOWSKI Zenon
PILECKA Elżbieta
PIOTROWSKI Jerzy Zbigniew
PISAREV Viacheslav
PŁOSKONKA Robert
PREWEDA Edward
PRIGANC Sergej (Słowacja)
PROKOPSKI Grzegorz
PRZYBORSKI Marek
RADOMSKI Wojciech
RAK Janusz
REICHHART Adam
ROMANIAK Krystyna
ROMANIESZKINA Olga (Ukraina)
RÓŻAŃSKI Henryk
RYKALUK Kazimierz
SALAMAK Marek
SANECKI Józef
SAWICKI Jerzy M.
SĘKOWSKI Jerzy
SIEBIELSKA Izabela
SKRZYPCZAK Izabela
SŁOWIK Marta
SMUSZ Robert
SOBCZUK Henryk
SOBOL Christina (Ukraina)
STADNYK Bohdan (Ukraina)
STAROSOLSKI Włodzimierz
STEVULOVA Nadezda (Słowacja)
STROY Anatoliy
STYPUŁA Krzysztof
SULIGOWSKI Ziemowit
SURMACZ-GÓRSKA Joanna
SZEWCZYK Mariusz
SZMOLKE Norbert
SZOPA Romuald
SZUMIGAŁA Maciej
SZYPCIO Zenon
ŚLĘCZKA Lucjan
ŚWIETLIK Ryszard
ŚWIĘTOŃ Tomasz
TERLIKOWSKI Wojciech
TOMKO Michal (Słowacja)
TYLIKOWSKI Andrzej
URBAŃSKA - GALEWSKA Elżbieta
VILCEKOVA Sylwia (Słowacja)
WACHTA Henryk
WAŁĘGA Andrzej
WASILEWSKI Alojzy
WINNICKI Andrzej
WITKOWSKI Wojciech
WOLIŃSKI Szczepan
WOLSKA Lidia
WOŁOWICKI Witold
WRONA Stefan
WUWER Walter
WYCZAŁEK Ireneusz
WYSOKOWSKI Adam
ZABŁOCKI Wojciech
ZALEWSKI Wojciech
ZAMOROWSKI Jan
ZAPOROZHETS Aleksandr (Ukraina)
ZDYB Agata
ZELENAKOVA Martina (Słowacja)
ZEMBATY Zbigniew
ZHELYKH Volodymyr (Ukraina)
ZIELINA Michał
ZIMOCH Izabela

Afiliacja recenzentów (poza danymi podanymi w nawiasach):

Polska Lista recenzentów jest zamieszczona na stronie internetowej
Czasopisma Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury, z. 62(4/15):
www.oficyna.portal.prz.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/czasopismo-inzynierii-ladowej-s/

I n f o r m a c j e d o d a t k o w e

1. Lista recenzentów współpracujących jest opublikowana w czwartym numerze *Czasopisma Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury*: 62(4/15) oraz na stronie internetowej:
   www.oficyna.portal.prz.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/czasopismo-inzynierii-ladowej-s/
   (dotychczasowa nazwa: *Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, Budownictwo i Inżynieria Środowiska*), strona internetowa:
   www.oficyna.portal.prz.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/budownictwo-i/
2. Zasady recenzowania są udostępnione na stronie internetowej:
   www.oficyna.portal.prz.edu.pl/zasady-recenzowania/
3. Informacje dla autorów artykułów są udostępnione na stronie internetowej:
   oficyna.portal.prz.edu.pl/informacje-dla-autorów/
4. Formularz recenzji jest udostępniony na stronie internetowej:
   www.oficyna.portal.prz.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/czasopismo-inzynierii-ladowej-s/
5. Instrukcja dla autorów omawiająca szczegółowo strukturę artykułu, jego układ, sposób przygotowywania materiału ilustracyjnego i piśmiennictwa jest zamieszczona na stronie internetowej:
   www.oficyna.portal.prz.edu.pl/pl/instrukcja-dla-autorów/
   oraz
   www.oficyna.portal.prz.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/czasopismo-inzynierii-ladowej-s/
   w zakładce „Instrukcja dla autorów”
6. Dane kontaktowe do redakcji czasopisma, adresy pocztowe i e-mail do przesyłania artykułów oraz dane kontaktowe do wydawcy są podane na stronie internetowej (Komitet Redakcyjny):
   www.oficyna.portal.prz.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/czasopismo-inzynierii-ladowej-s/

Zasady recenzowania, informacje dla autorów, formularz recenzji, instrukcja dla autorów i dane kontaktowe do redakcji czasopisma i wydawcy są również opublikowane w czwartym numerze *Czasopisma Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury*, z. 62 (4/2015).

Nakład 60 egz. Ark. wyd. 36,87. Ark. druk. 34,25. Papier offset. 80g B1.
Oddano do druku w styczniu 2016 r. Wydrukowano w lutym 2016 r.
Drukarnia Oficyny Wydawniczej, al. Powstańców Warszawy 12, 35-959 Rzeszów
Zam. nr 8/16

Zasady recenzowania artykułów naukowych w Zeszytach Naukowych Politechniki Rzeszowskiej

Procedura recenzowania artykułów naukowych w Zeszytach Naukowych Politechniki Rzeszowskiej jest zgodna z zaleceniami MNiSzW opracowanymi w formie broszury „Dobre praktyki w procedurach recenzyjnych w nauce", Warszawa 2011 r.

1. Do oceny każdego artykułu redaktorzy tematyczni (naukowi) powołują dwóch niezależnych recenzentów spoza jednostki naukowej afiliowanej przez autora artykułu.
2. W przypadku artykułów napisanych w językach obcych, co najmniej jeden z recenzentów jest afiliowany w instytucji zagranicznej innej niż narodowość autora artykułu.
3. Redaktorzy tematyczni (naukowi) dobierają recenzentów najbardziej kompetentnych w danej dziedzinie.
4. Między recenzentami i autorami artykułów nie występuje konflikt interesów; w razie potrzeby recenzent podpisuje deklarację o niewystępowaniu konfliktu interesów.
5. Procedura recenzowania przebiega z zachowaniem zasad poufności – recenzenci i autorzy nie znają swoich tożsamości (double-blind reviev process).
6. Każda recenzja ma formę pisemną i kończy się wnioskiem o dopuszczenie lub odrzucenie artykułu do publikacji.
7. Nie są przyjmowane recenzje niespełniające merytorycznych i formalnych wymagań.
8. Wstępnie zakwalifikowany przez redaktora naczelnego do wydania artykuł zostaje wysłany do recenzentów, którzy wypowiadają się na temat jego przyjęcia lub odrzucenia. Recenzenci mają prawo do powtórnej weryfikacji poprawionego tekstu.
9. W przypadkach spornych powoływani są dodatkowi recenzenci.
10. Uwagi recenzentów są przekazywane autorowi, który ma obowiązek poprawienia tekstu.
11. Ostateczną decyzję o zakwalifikowaniu lub odrzuceniu artykułu podejmuje redaktor naczelny czasopisma, zasięgając opinii członków Komitetu Redakcyjnego.
12. Kryteria kwalifikowania lub odrzucenia artykułu są zawarte w formularzu recenzji.
13. Formularz recenzji znajduje się na stronie internetowej Zeszytów Naukowych.
14. Nazwiska recenzentów współpracujących będą podawane raz w roku – w ostatnim numerze czasopisma, a także opublikowane na stronie internetowej czasopisma (nazwiska recenzentów poszczególnych publikacji lub numerów wydań czasopisma nie są ujawnione).
15. Szczegółowe informacje nt. recenzowania artykułów oraz przebiegu prac w redakcji czasopisma i Oficynie Wydawniczej są opisane w wytycznych dla autorów artykułów naukowych.

Informacje dla autorów artykułów naukowych publikowanych w Zeszytach Naukowych Politechniki Rzeszowskiej zjawiska *ghostwriting* i *guest authorship*

Aby przeciwdziałać nierzetelności w nauce (ghostwriting, guest authorship), redakcje Zeszytów Naukowych Politechniki Rzeszowskiej prowadzą odpowiednie procedury charakterystyczne dla reprezentowanych dziedzin nauki i na bieżąco wdrażają podane rozwiązania:

1. Redakcja wymaga podania wkładu poszczególnych autorów w powstanie artykułu (z podaniem ich afiliacji i informacji, kto jest autorem koncepcji, założeń, badań itd.); główną odpowiedzialność ponosi autor zgłaszający artykuł.

2. Redakcja wyjaśnia autorom pojęcia ghostwriting i guest authorship, które są przejawem nierzetelności naukowej, a wszelkie wykryte przypadki tego typu działań ze strony autorów będą demaskowane, włącznie z powiadomieniem odpowiednich podmiotów (instytucje zatrudniające autorów, towarzystwa naukowe itp.).

3. Redakcja uzyskuje informacje o źródłach finansowania publikacji, wkładzie instytucji naukowo-badawczych i innych podmiotów (financial disclosure).

4. Redakcja będzie dokumentować wszelkie przejawy nierzetelności naukowej, zwłaszcza łamania zasad etyki obowiązujących w nauce.

Z ghostwriting mamy do czynienia wówczas, gdy ktoś wniósł istotny wkład w powstanie artykułu, lecz ani jego udział jako jednego z autorów nie został ujawniony, ani nie wymieniono go w podziękowaniach zamieszczonych w publikacji.

Z guest authorship mamy do czynienia wówczas, gdy udział autora jest znikomy lub w ogóle nie miał miejsca, a jego nazwisko jest podane jako autora lub współautora.

Review Sheet / Blankiet recenzji

Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury, JCEEA
Journal of Civil Engineering, Environment and Architecture

Title / Tytuł:

A Please respond to the following questions
Prosimy o odpowiedzi na następujące pytania

	Yes Tak	No Nie	See comments Zobacz uwagi
1. Is this a new and original contribution to the literature in this field? Czy jest to oryginalne opracowanie wśród publikacji z tego zakresu?	☐	☐	☐
2. Is the organization of the paper satisfactory? Czy układ opracowania jest zadowalający?	☐	☐	☐
3. Is the length of the paper appropriate to the content? Czy objętość opracowania jest adekwatna do jego treści?	☐	☐	☐
4. Is the language and presentation clear to readers familiar with the field? Czy język oraz sposób przedstawienia wyników jest jasny dla czytelnika?	☐	☐	☐
5. Do the notation and nomenclature used meet the standards determined in the area which the paper deals with? Czy oznaczenia oraz terminologia odpowiadają standardom z określonej dyscypliny nauki?	☐	☐	☐
6. Do the interpretation of the results and conclusions sound logical and justifiable in your opinion? Czy według Pani(a) opinii interpretacja wyników oraz wnioski są logiczne i uzasadnione?	☐	☐	☐
7. Does the abstract contain sufficient and useful information? Czy streszczenie zawiera wystarczające oraz użyteczne informacje?	☐	☐	☐
8. Does the title of the paper reflect sufficiently and clearly the content? Czy tytuł artykułu jest jasny odpowiada jego treści?	☐	☐	☐
9. Are the illustrations and tables all necessary and acceptable? Czy rysunki i tabele są potrzebne oraz odpowiednie?	☐	☐	☐

10. Final recommendation (to publishing purpose): paper
Wniosek końcowy (rekomendacja do celów wydawniczych): praca

accepted przyjęta	accepted with minor changes przyjęta z małymi zmianami	accepted with major changes[1] przyjęta z dużymi zmianami[1]	rejected[2] odrzucona[2]
☐	☐	☐	☐

verte

B Confidential/Poufne

Name and Surname/Imię i Nazwisko:

Address/Adres

.....
podpis / signature

[1] repeated review required / wymaga ponownej opinii Recenzenta
[2] write justification please / proszę uzasadnić

C List here your detailed comments to support the responses you gave above.
Szczegółowy komentarz do udzielonych powyżej odpowiedzi.

Instrukcja dla autorów artykułów naukowych publikowanych w Oficynie Wydawniczej Politechniki Rzeszowskiej

Dane podstawowe

1. Pole zadruku: 12,5 x 19 cm + 1 cm na numery stron
2. Marginesy: górny – 5,20 cm, dolny – 5,20 cm, lewy – 4,25 cm, prawy – 4,25 cm
3. Czcionka: Times New Roman 11 pkt
4. Edytor: Microsoft Word
5. Zapis tekstu: obustronnie wyjustowany, interlinia pojedyncza, wcięcie pierwszego wiersza 0,75 cm, nie należy zostawiać pustych wierszy między akapitami
6. Wszystkie kolumny artykułu powinny być w całości wypełnione; pierwsza strona nietypowa – zawiera nagłówek, nazwisko Autora (Autorów), tytuł artykułu, streszczenie i początek artykułu, kolejne strony zawierają dalszą część artykułu, w tym tabele (tablice), rysunki (ilustracje, fotografie, wykresy, schematy, mapy), literaturę i streszczenie
7. Należy wprowadzić automatyczne dzielenie wyrazów

Dane szczegółowe (układ artykułu)

1. Na pierwszej stronie (nieparzystej) należy umieścić nagłówek (do pobrania): 10 pkt, pismo grube
2. Na kolejnych stronach artykułu u góry należy umieścić paginę żywą: strona parzysta – numer strony do lewego marginesu, pismo podrzędne 10 pkt, inicjał imienia i nazwisko Autora (Autorów) do prawego marginesu, pismo podrzędne 10 pkt; strona nieparzysta – tytuł artykułu lub (w przypadku dłuższego tytułu) jego logiczny początek zakończony wielokropkiem, pismo podrzędne 10 pkt
3. W dalszym ciągu na pierwszej stronie należy umieścić pismem grubym (odstęp przed 42 pkt): imię (pismo podrzędne 10 pkt), nazwisko (wersaliki 10 pkt) Autora (Autorów)
4. Tytuł artykułu – wersaliki 15 pkt, pismo grube, do lewego marginesu (nie należy dzielić wyrazów w tytule), interlinia pojedyncza, odstęp przed 24 pkt, odstęp po 18 pkt
5. Streszczenie (w języku artykułu) – 200-250 słów, pismo podrzędne 9 pkt, wcięcie całości z lewej strony 2 cm, bez akapitu, interlinia pojedyncza, odstęp po 12 pkt
6. Słowa kluczowe – pismo podrzędne 9 pkt, bez akapitu, interlinia pojedyncza, odstęp po 24 pkt
7. Imię i nazwisko Autora do korespondencji oraz pozostałych Autorów, afiliacja, adresy pocztowe, numery telefonów, e-maile – na dole pierwszej strony, pod kreską, pismo podrzędne 9 pkt z odpowiednimi odnośnikami, odstęp przed 2 pkt
8. Śródtytuł 1. stopnia – pismo podrzędne 13 pkt, grube, do lewego marginesu, interlinia pojedyncza, odstęp przed 14 pkt, odstęp po 9 pkt
9. Tekst artykułu, a w nim tabele (tablice), materiał ilustracyjny, wzory oraz śródtytuły niższego stopnia

10. Śródtytuł 2. stopnia – pismo podrzędne 11,5 pkt, grube, do lewego marginesu, interlinia pojedyncza, odstęp przed 10 pkt, odstęp po 8 pkt
11. Śródtytuł 3. stopnia – pismo podrzędne 11 pkt, do lewego marginesu, interlinia pojedyncza, odstęp przed 8 pkt, odstęp po 6 pkt
12. Nagłówek Literatura – pismo podrzędne 11,5 pkt, grube, do lewego marginesu, odstęp przed 12 pkt, odstęp po 8 pkt
13. Spis literatury cytowanej – pismo podrzędne 10 pkt, interlinia pojedyncza, nie należy zostawiać pustych wierszy między pozycjami literatury, odstęp po 2 pkt
14. Tytuł artykułu w języku angielskim (lub polskim) – wersaliki 11 pkt, pismo grube, do lewego marginesu, interlinia pojedyncza, odstęp przed 20 pkt, odstęp po 12 pkt
15. Nagłówek Summary (lub Streszczenie) – pismo podrzędne 9 pkt, grube, odstępy między znakami rozstrzelone co 2 pkt, odstęp po 6 pkt
16. Streszczenie w języku angielskim (lub polskim) – 200-250 słów, pismo podrzędne 9 pkt, wcięcie pierwszego wiersza 0,75 cm, interlinia pojedyncza, odstęp po 12 pkt
17. Słowa kluczowe – pismo podrzędne 9 pkt, bez akapitu, interlinia pojedyncza
18. Numer identyfikacyjny DOI – pismo podrzędne 9 pkt, bez akapitu
19. Terminy przesłania artykułu do redakcji i przyjęcia do druku – pismo podrzędne 9 pkt, kursywa, bez akapitu, interlinia pojedyncza

Rozmieszczenie rysunków (ilustracji, fotografii, map, wykresów, schematów)

1. Materiał ilustracyjny należy umieszczać możliwie jak najbliżej miejsca jego powołania
2. Nie należy przekraczać pola zadruku (12,5 x 19 cm), w którym musi się zmieścić i materiał ilustracyjny, i podpis
3. Większe rysunki (i inny materiał ilustracyjny) wraz z podpisem powinny zajmować całe pole zadruku, mniejsze zaś należy przesunąć odpowiednio – do lewego marginesu (na stronach parzystych), do prawego marginesu (na stronach nieparzystych)
4. Podpis w dwóch językach: w języku artykułu i w języku angielskim, należy umieścić pod rysunkiem (i innym materiałem ilustracyjnym), w jego ramach, bez kropki na końcu (jeśli jest to materiał zapożyczony, należy podać źródło), pismo podrzędne 9 pkt
5. Odstęp między materiałem ilustracyjnym a podpisem – 9 pkt, interlinia pojedyncza, odstęp między podpisami 4 pkt, odstęp po 14 pkt
6. Opis słowny na rysunkach należy ograniczyć do minimum, zastępując go liczbami arabskimi, a objaśnienia przenieść do podpisu
7. Materiał ilustracyjny powinien mieć dobrą jakość, należy ujednolicić formę i opisy w całym artykule (pismo podrzędne proste, od małej litery, maks. 9, min. 6 pkt w zależności od wielkości rysunku)
8. Materiał ilustracyjny należy ponumerować kolejno w ramach artykułu
9. Jeżeli w artykule występują różne rodzaje materiału ilustracyjnego, każdemu z nich należy nadać odrębną, ciągłą numerację

10. Materiał ilustracyjny należy przygotować w odcieniach czarno-szarych (do 20% czerni), ponieważ przy wydruku czarno-białym kolorowe rysunki są słabo lub całkowicie niereprodukowalne
11. Rysunki do druku kolorowego (za zgodą redaktora naczelnego czasopisma) należy przygotować w plikach .tif, .jpg

Rozmieszczenie tabel (tablic)

Tabela – zestawienie tekstów i liczb bądź samych liczb uszeregowanych w kolumny i wiersze

Tablica – zestawienie tekstów i liczb wzbogacone dodatkowo elementami graficznymi lub kolorystycznymi (niekiedy stanowią je tylko ilustracje)

1. Tabele (tablice) należy umieszczać możliwie jak najbliżej miejsca ich powołania
2. Nie należy przekraczać pola zadruku (12,5 x 19 cm)
3. Większe tabele (tablice) włącznie z tytułem zajmują całe pole zadruku, mniejsze zaś należy przesunąć odpowiednio – do lewego marginesu (na stronach parzystych), do prawego marginesu (na stronach nieparzystych)
4. Nad tabelą (tablicą) należy umieścić tytuł w dwóch językach: w języku artykułu i w języku angielskim. Tytuł rozpoczyna się całym słowem tabela (tablica)/table i umieszcza nad nią, w jej ramach, bez kropki na końcu; pismo podrzędne 9 pkt, interlinia pojedyncza; jeżeli tabela (tablica) jest zapożyczona, należy podać źródło
5. Odstęp przed tytułem tabeli (tablicy) 12 pkt, odstęp między tytułami 4 pkt, odstęp między tytułem a tabelą (tablicą) 8 pkt
6. Legenda po tabeli (tablicy) – odstęp od tabeli (tablicy) 6 pkt, interlinia pojedyncza, odstęp po 14 pkt
7. Teksty w główce tabeli (tablicy), tj. w górnej, wydzielonej części tabeli (tablicy), objaśniające treść kolumn zapisuje się pismem grubym, rozpoczynając od dużej litery, teksty w boczku tabeli, tj. w bocznej, wydzielonej części tabeli, objaśniające treść wierszy rozpoczyna się dużymi literami – teksty w pozostałych rubrykach składa się małymi literami
8. Tabele (tablice) należy numerować kolejno w ramach artykułu. W przypadku występowania i tabel, i tablic należy nadać im odrębną, ciągłą numerację
9. Jeżeli tabela (tablica) nie mieści się w jednym polu zadruku, można ją podzielić i przenieść na następną stronę czy strony – wówczas nad wszystkimi częściami tabeli (tablicy) należy powtórzyć jej numer i tytuł, ze skrótem (cd.)
12. Tabele (tablice) należy przygotować w odcieniach czarno-szarych (do 20% czerni), ponieważ przy wydruku czarno-białym kolorowe tabele (tablice) są słabo lub całkowicie niereprodukowalne
13. Tabele (tablice) do druku kolorowego (za zgodą redaktora naczelnego czasopisma) należy przygotować w plikach .tif, .jpg

Rozmieszczenie wzorów

1. Wzory należy umieszczać z lewej strony, z wcięciem 0,75 cm, pismo proste 11 pkt, wartości indeksów i potęg 7 pkt
2. Numery wzorów należy umieszczać w nawiasach okrągłych, wyrównując do prawego marginesu, pismo proste 11 pkt
3. Wzory powinny być opatrzone objaśnieniem występujących w nich elementów
4. Wzory, do których są odniesienia w tekście, należy numerować kolejno w ramach artykułu
5. Dłuższe wzory można dzielić na znakach relacji lub działania – znak, na którym się przenosi wzór, należy pozostawić na końcu pierwszego wiersza
6. Przed wzorem i po nim należy zachować odstęp 10 pkt

Rozmieszczenie spisu literatury

1. Spis literatury umieszcza się za treścią artykułu, w kolejności alfabetycznej nazwisk autorów
2. Powołania na literaturę należy zapisywać w tekście w nawiasie kwadratowym
3. W spisie literatury należy umieścić wyłącznie te publikacje, które są powoływane w tekście

PRZYKŁADY:

Książki

Lewandowski W.M.: Proekologiczne źródła energii odnawialnej, Wydawnictwa Naukowo-Techniczne, Warszawa 2002.

Czasopisma

Pietrucha K.: Analiza czasu odnowy i naprawy podsystemu dystrybucji wody dla miasta Rzeszowa, Instal, nr 10, 2008, s. 113-115.

Dokumenty elektroniczne

Zanotti G., Guerra C.: Is tensegrity a unifying concept of protein folds? FEBS Letters, vol. 534, no. 1-3, 2003, pp. 7-10, http://www.sciencedirest.com [dostęp: 8 czerwca 2011 r.].

Rozmieszczenie streszczenia

1. Po literaturze umieszcza się tytuł artykułu, nagłówek Summary i streszczenie w języku angielskim
2. Gdy artykuł jest w języku angielskim, na początku należy umieścić streszczenie w języku angielskim, a na końcu w języku polskim
3. Gdy artykuł jest w innym języku kongresowym, na początku należy umieścić streszczenie w języku artykułu, a na końcu w języku angielskim
4. Po streszczeniu umieszcza się słowa kluczowe w tym samym języku co streszczenie

Rozmieszczenie numeru identyfikacyjnego i informacji dodatkowych

1. Po słowach kluczowych należy umieścić numer identyfikacyjny DOI
2. Pod numerem identyfikacyjnym zamieszcza się terminy przesłania artykułu do redakcji i przyjęcia do druku

Inne uwagi

1. W artykule można stosować wyliczenia – elementy wyliczeń należy oznaczać w całym artykule w sposób jednolity, np. za pomocą cyfr arabskich z kropką lub małych liter z nawiasem
2. W artykule należy stosować ogólnie przyjęte skróty, ale zdanie nie może się zaczynać od skrótu – należy go wówczas rozwinąć lub przeredagować zdanie
3. W artykułach każdy cytat musi być opatrzony informacją bibliograficzną (w formie przypisu na dole strony lub odwołania do spisu literatury)
4. Przypisy (pismo podrzędne 9 pkt) należy zapisywać w sposób jednolity w całym artykule, opatrując je odnośnikami gwiazdkowymi (gdy jest ich niewiele) lub liczbowymi, przyjmując ciągłą numerację w całym artykule i umieszczając każdy przypis od nowego akapitu

PRZYKŁADY:

[1] M. Hereźniak, *Kreowanie marki narodowej – rola idei przewodniej na przykładzie projektu „Marka dla Polski”*, [w:] H. Szulce, M. Florek, *Marketing terytorialny – możliwości aplikacji, kierunki rozwoju*, Wydawnictwo Akademii Ekonomicznej w Poznaniu, Poznań 2005, s. 344-345.

[2] L. Witek, *Wpływ ekologicznych funkcji opakowań na postawy rynkowe konsumentów*, Opakowanie, nr 5, 2006, s. 12-17.

[3] J. Strojny, *Zmiany gospodarcze i społeczne w integrującej się Europie*, Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, nr 225, Zarządzanie i Marketing, z. 5, 2006, s. 45-50.

5. Nie należy pozostawiać na końcu wiersza tytułów znajdujących się przed nazwiskiem, inicjału imienia, spójników, cyfr arabskich i rzymskich
6. Należy stosować wyłącznie legalne jednostki miar

Zachęcamy Autorów do zapoznania się z archiwum artykułów naukowych zawartych w Zeszytach Naukowych Politechniki Rzeszowskiej oraz do wykorzystania ich w bibliografii swojego artykułu.

dotychczasowa nazwa (do 2012 r.):
czasopismo *Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, Budownictwo i Inżynieria Środowiska*
(p-ISSN 0209-2646)
zmiana nazwy (od 2013 r.) na:
***Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury,* JCEEA**
(p-ISSN 2300-5130), (e-ISSN 2300-8903)
Journal of Civil Engineering, Environment and Architecture

KOMITET REDAKCYJNY

Dane kontaktowe do redakcji:

Redaktor naczelny
dr hab. inż. Piotr KOSZELNIK, prof. PRz
Politechnika Rzeszowska
Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury
Katedra Inżynierii i Chemii Środowiska
al. Powstańców Warszawy 6
35-959 Rzeszów
tel. +48 17 865 1065, +48 17 865 1788

Osoby do kontaktu/adresy pocztowe i e-mail do przesyłania artykułów:

Redaktor tematyczny - naukowy (inżynieria i ochrona środowiska)
prof. dr hab. inż. Janusz RAK
Politechnika Rzeszowska
Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury
Katedra Zaopatrzenia w Wodę i Odprowadzania Ścieków
al. Powstańców Warszawy 6
35-959 Rzeszów
e-mail: rakjan@prz.edu.pl
tel: +48 17 8651408, +48 17 8651449

Redaktor tematyczny - naukowy (budownictwo, architektura)
prof. dr hab. inż. Aleksander KOZŁOWSKI
Politechnika Rzeszowska
Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury
Katedra Konstrukcji Budowlanych
ul. Poznańska 2
35-959 Rzeszów
e-mail: kozlowsk@prz.edu.pl
tel: +48 17 854 29 74

Redaktor statystyczny
dr hab. inż. Szczepan WOLIŃSKI, prof. PRz
e-mail: szwolkkb@prz.edu.pl
tel: +48 17 854 1937

Sekretarz redakcji
dr inż. Katarzyna PIETRUCHA-URBANIK
e-mail: kpiet@prz.edu.pl
tel: +48 17 865 1703

Członkowie

dr inż. Renata GRUCA-ROKOSZ
e-mail: renatagr@prz.edu.pl
tel: +48 17 865 1278

dr inż. arch. Anna SIKORA
e-mail: sikora@prz.edu.pl
tel: +48 17 865 1049

dr inż. Zdzisław PISAREK
e-mail: pisarzdz@prz.edu.pl
tel: +48 17 865 1615

dr hab. inż. Lucjan ŚLĘCZKA
e-mail: sleczka@prz.edu.pl
tel: +48 17 865 1631

Afiliacja Komitetu Redakcyjnego:
Politechnika Rzeszowska, Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury, Polska
Informacje dla autorów:
http://www.oficyna.portal.prz.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/budownictwo-i/

Dane kontaktowe do wydawcy:

Kierownik Oficyny Wydawniczej
mgr Barbara MAZEWSKA
Politechnika Rzeszowska
al. Powstańców Warszawy 12
35-959 Rzeszów
e-mail: oficyna1@prz.edu.pl
tel: +48 17 865 1606